

Tatu Martinkauppi

**MASTOPILARIJÄYKISTYKSEN SOVELTUVUUS ERIKOKOISIIN
BETONIRAKENTEISIIN HALLEIHIN**

MASTOPILARIJÄYKISTYKSEN SOVELTUVUUS ERIKOKOISIIN BETONIRAKENTEISIIN HALLEIHIN

Tatu Martinkauppi
Opinnäytetyö
Kevät 2020
Rakennustekniikan tutkinto-ohjelma
Oulun ammattikorkeakoulu

TIIVISTELMÄ

Oulun ammattikorkeakoulu
Rakennustekniikan tutkinto-ohjelma, Talonrakennustekniikka

Tekijä: Tatu Martinkauppi

Opinnäytetyön nimi: Mastopilarijäykistyksen soveltuvuus erikokoisiin betonirakenteisiin halleihin

Työn ohjaaja: Antti Ukonmaanaho, Oulun ammattikorkeakoulu. Heikki Ainasoja, Suunnittelu Laukka Oy

Työn valmistumislukukausi ja -vuosi: 2020

Sivumäärä: 90 + 3 liitettä

Betonirakenteisen hallirakennuksen jäykistykseen on monia eri tapoja, joista yleisin on mastopilarijäykistys. Tämä jäykistystapa ei kuitenkaan ole paras vaihtoehto suurille hallirakennuksille, koska mastopilarien ja niiden perustusten dimensiot kasvavat voimakkaasti hallin koon kasvaessa yli tiettyjen rajakohtien.

Tämän opinnäytetyön tavoitteena oli laatia hallirakennusten runkojärjestelmän valintaa varten esivalintataulukot, joista nähdään mastopilarien ja niiden anturoiden koot sekä käytettävät ankkurointipultit erikorkuisille ja -levyisille halleille. Taulukoiden perusteella voidaan päättää, käytetäänkö suunniteltavassa kohteessa mastopilarijäykistystä vai jotain muuta jäykistystapaa. Kun kantavat runkorakenteet eivät osallistu jäykistämiseen vaakakuormia vastaan, jäävät pilarien ja niiden perustusten dimensiot pienemmiksi ja materiaalikustannuksissa säästetään.

Työn alussa tutustuttiin eurokoodin mukaiseen kuormitusten määrittelyyn ja pilarien sekä pilarianturoiden rakenteelliseen mitoitukseen, minkä jälkeen laskettiin hallirakennuksiin kohdistuvat kuormitukset. Kaikki esimerkkikohteet mitoitettiin samansuuruisille lumikuormille, ja tuulikuorman maastoluokkana oli II. Saatujen kuormitusten perusteella mitoitettiin kohteiden mastopilarit ja pilarianturat.

Mastopilarit ja pilarianturat mitoitettiin kolmella eri kuormitusyhdistelmällä. 2. kertaluvun momentin vaikutukset huomioitiin eurokoodin mukaisella nimellisjäykkyyden menetelmällä. Kohteiden kuormien ja voimasuureiden laskenta sekä pilareiden että anturoiden mitoitus tehtiin Mathcad-ohjelmalla. Ankkurointipulttien valintaan käytettiin Peikko Designer -ohjelmaa.

Työn tuloksena saatiin taulukkomuotoinen esitys pilareiden ja niiden perustusten dimensioista ja rauditusmääristä eri kokoisille hallirakennuksille. Tulokset taulukoitiin runkoleveyden perusteella omiin taulukoihin.

Asiasanat: jäykistys, mastopilari, hallirakennus

ABSTRACT

Oulu University of Applied Sciences
Degree Programme in Civil Engineering, Option of House Building Engineering

Author: Tatu Martinkauppi

Title of thesis: Suitability of Cantilever Column Bracing for Concrete Built Hall Buildings of Different Sizes

Supervisors: Antti Ukonmaanaho, Oulu University of Applied Sciences, Heikki Ainasoja, Suunnittelu Laukka Ltd

Term and year when the thesis was submitted: Spring 2020

Pages: 90 + 3 appendices

There are many options for bracing of a hall building, and the most common of them is cantilever column bracing. This option, however, is not the best for a large hall building, because the dimensions of the columns and column footings begin to increase sharply as the hall size becomes larger than certain boundaries.

The target of this thesis was to draw up pre-selection charts, showing the sizes of cantilever columns and their footings, for halls of various heights and widths. The pre-selection charts can be used for selecting the frame system in preliminary planning stage.

At the beginning of the work, defining of the loads and structural designing of the columns and column footings according to the Eurocode were studied. After that, the loads for the structures of each hall building were calculated and the cantilever columns and column footings were designed for the calculated loadings.

Three load combinations were used in designing of the structures. Second order effects for the columns were calculated using the method based on nominal stiffness. The load defining and structure designing were done with Mathcad software. Peikko Designer software was used for the selection of the anchor bolts.

As a result of the work, pre-selection charts showing the dimensions of the column and the footing and the total amount of the longitudinal reinforcement of the column were drawn up. The results were tabulated based on the frame width into their own charts.

Keywords: bracing, cantilever column, hall building

ALKULAUSE

Haluan kiittää Suunnittelu Laukka Oy:n toimitusjohtajaa Heikki Ainasojaa mielenkiintoisesta opinnäytetyön aiheesta ja neuvoista opinnäytetyöhön liittyen. Neuvoista haluan kiittää myös Suunnittelu Laukka Oy:n projektipäällikkö Pertti Heinosta. Kiitos myös lehtori Antti Ukonmaanaholle kaikesta opinnäytetyöhön liittyvästä ohjauksesta.

Kokkolassa 5.3.2020

Tatu Martinkauppi

SISÄLLYS

TIIVISTELMÄ	3
ABSTRACT	4
ALKULAUSE	5
SISÄLLYS	6
1 JOHDANTO	8
2 KUORMITUKSET RAKENTEILLE	9
2.1 Oma paino	10
2.2 Hyötykuormat	11
2.2.1 Luokat A-D	13
2.2.2 Luokka E	14
2.2.3 Luokat F ja G	15
2.2.4 Luokat H, I ja K	16
2.3 Lumikuormat	17
2.4 Tuulikuormat	23
2.4.1 Kokonaistuulikuorman laskenta voimakerronmenetelmällä	27
2.4.2 Kokonaistuulikuorman laskenta pintapainemenetelmällä	29
2.5 Kuormitusyhdistelmät	40
2.5.1 Murtorajatila	40
2.5.2 Käyttörajatila	42
3 JÄYKISTYSJÄRJESTELMÄT	43
3.1 Mastopilarijäykistys	45
3.2 Mastoseinäjäykistys	46
3.3 Jäykistystornit	47
3.4 Kehäjäykistys	47
3.5 Levyjäykistys	47
3.6 Ristikkojäykistys	48
4 MASTOPILARIN MITOITUS	49
4.1 Mittojen valinta	49
4.2 Rakenneanalyysi	50
4.2.1 Hoikkuus	53
4.2.2 Viruminen	54

4.2.3 Toisen kertaluvun momentti	56
4.3 Rauditus	59
5 PILARIANTURAN MITOITUS	63
5.1 Geotekninen mitoitus	63
5.1.1 Kantokestävyys	63
5.1.2 Epäkeskisyys	65
5.1.3 Kaatumisvarmuus	66
5.2 Rakennetekninen mitoitus	67
5.2.1 Taivutuskestävyys	67
5.2.2 Tankojen ankkurointi	72
5.2.3 Lävistyskestävyys	76
6 ESIMERKKIKOHTTEEN MITOITUS	81
6.1 Lähtötiedot	81
6.2 Kuormitukset	83
6.2.1 Kuormitusyhdistelmä 1	83
6.2.2 Kuormitusyhdistelmä 2	84
6.2.3 Kuormitusyhdistelmä 3	84
6.3 Mastopilarin mitoitus	85
6.4 Pilarianturan mitoitus	85
7 YHTEENVETO	87
LÄHTEET	89
LIITTEET	
Liite 1 Kuormitukset	
Liite 2 Mastopilarin mitoitus	
Liite 3 Pilarianturan mitoitus	

1 JOHDANTO

Rakennuksen jäykistyksen suunnittelu ja mitoitus ovat kantavien rakenteiden suunnittelun ohella rakennesuunnittelijan tärkeimpiä työtehtäviä. Mastojäykistetyissä rakennuksissa kantavat pystyrakenteet toimivat myös jäykistävinä rakenteina.

Opinnäytetyön tavoitteena on laatia esivalintataulukot rakennejärjestelmän valinnan avuksi esisuunnitteluvaiheessa. Tarkoituksena on saada erikorkuisten ja -levyisten sekä eri runkojaolla olevien hallien mastopilareiden ja niiden perustusten mitoituksen perusteella selvitettyä rajat, joiden jälkeen rakenteiden dimensiot alkavat kasvaa voimakkaasti rakennuksen koon kasvaessa. Tarkastelussa ovat yksilaivaiset hallit. Kun rakennuksen koko leveys- tai korkeussuunnassa kasvaa rajakohtaa suuremmaksi, on syytä harkita muita jäykistystapoja.

Työn alussa perehdytään rakenteiden jäykistykseen vaikuttaviin kuormituksiin sekä perustuksille tuleviin kuormiin. Seuraavissa luvuissa käsitellään eri jäykistysjärjestelmiä sekä mastopilarien että pilarianturoiden mitoitusta. Tämän jälkeen käydään vaihe vaiheelta läpi yhden esimerkkikohteen mitoitus. Kokonaisuudessaan mitoitus tehdään 144:lle eri kokovaihtoehdolle. Tulokset taulukoidaan Suunnittelu Laukka Oy:n käyttöön. Lopputuloksena saadaan vertailutietoa suunnittelun alkuvaiheeseen rakennejärjestelmän valintaa varten.

Työn tilaajana on Suunnittelu Laukka Oy. Suunnittelutoimisto on erikoistunut rakenne- ja elementtisuunnitteluun. Ylivieskassa toimiva yritys palvelee muun muassa rakennusliikkeitä, julkisia- ja teollisuusrakentajia sekä yksityisasiakkaita ja maatalouden toimijoita ympäri Suomen.

2 KUORMITUKSET RAKENTEILLE

Kantavien ja jäykistävien rakenteiden suunnittelussa täytyy rakennukseen kohdistuvien kuormitusten suuruus selvittää ennen rakenneosien mitoitusta. Kuormat jaetaan pysyviin ja muuttuviin kuormiin. Mitoituksessa täytyy huomioida kaikki kuormat, jotka voivat vaikuttaa samanaikaisesti, joten erilaisia kuormitusyhdistelmiä voi olla useita kymmeniä. Kuormitusyhdistelmien joukosta täytyy valita rakenneosakohtaisesti yhdistelmät, jotka aiheuttavat tarkasteltavaan rakenneosaan suurimmat kuormitukset. Kantaville rakenteille kuormituksia tulee esimerkiksi rakenteiden omasta painosta, lumi- ja tuulikuormista, ala- ja välipohjien hyötykuormista ja onnettomuuskuormista. (1, s. 58; 2, s. 39.)

Jäykistävät rakenteet suunnitellaan ottamaan vastaan rakennukseen kohdistuvat vaakakuormitukset. Jäykistävilta rakenteilta kuormat siirtyvät perustusten kautta kantavaan maapohjaan. Suurin vaakasuuntainen kuormitus rakennuksissa on yleensä tuulikuorma. Myös rakenteen vinoudesta ja kuormituksen epäkeskeisyydestä aiheutuvat kuormat otetaan huomioon jäykistyksen suunnittelussa. Muita vaakasuunnassa vaikuttavia kuormia ovat muun muassa hallinosturien jarrutuksesta aiheutuvat voimat sekä onnettomuustilanteet. (3, s. 2; 4, s. 3.)

Euroopan talousalueella kantavat rakenteet suunnitellaan eurokoodien mukaisesti. Aiemmin kaikilla Euroopan mailla on ollut omat kansalliset standardinsa rakennustuotteiden ominaisuuksien selvittämiseen ja kantavien rakenteiden suunnitteluun. Eurokoodien standardit on otettu käyttöön siksi, että rakennustuotteiden ja suunnittelutyön vienti toisiin maihin kävisi helpommin. (5, s. 4.)

Rakenteiden kuormat määritetään seuraavien standardien mukaisesti:

- EN1991-1-1: Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-1: Yleiset kuormat. Tilavuuspainot, oma paino ja rakennusten hyötykuormat
- EN1991-1-2: Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-2: Yleiset kuormat. Palolle altistettujen rakenteiden rasitukset
- EN1991-1-3: Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-3: Yleiset kuormat. Lumikuormat

- EN1991-1-4: Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-4: Yleiset kuormat. Tuulikuormat
- EN1991-1-5: Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-5: Yleiset kuormat. Lämpötilakuormat
- EN1991-1-6: Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-6: Yleiset kuormat. Toteuttamisen aikaiset kuormat
- EN1991-1-7: Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-7: Yleiset kuormat. Onnettomuuskuormat
- EN1991-2: Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 2: Siltojen liikennekuormat
- EN1991-3: Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 3: Nostureiden ja muista koneista aiheutuvat kuormat
- EN1991-4: Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Siilojen ja säiliöiden kuormat (5, s. 17).

Jokaisella maalla on lisäksi omat kansalliset liitteensä, joilla otetaan huomioon paikalliset olosuhteet. Liitteissä voidaan määrätä myös mitoitus tapa, jos varsinaisessa eurokoodissa on annettu eri vaihtoehtoja kyseessä olevalle asialle. Suomessa ympäristöministeriö on laatinut talonrakentamisen osalta kansalliset liitteet 46 eurokoodiosaan. (5, s. 4-10.)

2.1 Oma paino

Kantavien ja ei-kantavien rakenteiden ja muiden kiinteästi rakennukseen kuuluvien osien, kuten kiinteiden kalusteiden paino, on pysyvää kuormaa, jonka katsotaan vaikuttavan koko rakenteen käyttöiän ajan. Rakenteiden omasta painosta johtuvat kuormat lasketaan nimellismittojen eli rakennepiirustuksissa esitettyjen mittojen ja materiaalien tilavuuspainojen mukaan. (1, s. 58-60; 6, s. 18, 24.)

Jos oman painon vaihtelu on pientä, voidaan sen laskennassa käyttää tilavuuspainon keskiarvoa G_k , mutta jos vaihtelu on suurta tai rakenne on hyvin herkkä kuorman suuruuden muutokselle, täytyy omalle painolle laskea sekä yläraja-arvo $G_{k,sup}$ että alaraja-arvo $G_{k,inf}$. Jos oman painon vaikutus mitoituksessa on edullista, täytyy laskennassa käyttää alaraja-arvoa. (1, s. 58-60; 6, s. 18.)

2.2 Hyötykuormat

Hyötykuormat ovat tilojen käytöstä ala-, väli- ja yläpohjille aiheutuvia kuormia. Kuormitusta voivat aiheuttaa esimerkiksi tilan henkilökäyttö, tavarantoiminta tai ajoneuvoliikenne. Kuormituksen suuruus riippuu tilan käyttötarkoituksesta, ja tilat on jaettu käyttötarkoituksen mukaan luokkiin A-K. Jos tilassa esiintyy useampaan luokkaan kuuluvia kuormituksia, huomioidaan niistä määräävämpi. Hyötykuormat huomioidaan liikkuvina kuormina, ja suunnittelussa hyötykuormat sijoitetaan epäedullisimman vaikutuksen antavaan kohtaan. Standardin SFS-EN-1991-1-1 mukaisessa laskennassa oletetaan hyötykuormien olevan tasan jakautunutta pinta-, viiva- tai pistekuormaa tai yhdistelmä näistä. (2, s. 68-69; 6, s. 20, 28.)

Palkki- ja laattarakenteita mitoitettaessa hyötykuormaluokissa A-D sekä I voidaan käyttää murtorajatilassa ja käyttörajoituksen ominaisyhdistelmässä hyötykuorman vaikutusalueelle kaavalla 1 laskettavaa pienennyskerrointa α_A (2, s. 68). Pienennyskerroin otetaan huomioon se, että laajalla kuormitusalueella ei ole todennäköistä, että koko alalla vaikuttaisi täysi hyötykuorma. Pienennyskerrointa ei voida kuitenkaan käyttää yhteen suuntaan kantaville laatoille, pysty- ja vaakarakenteiden liitoksille eikä pystyrakenteisiin jäykästi tai osittain jäykästi liittyville rakenteille. Myöskään onnettomuustilanteiden kuormitusyhdistelmissä pienennyskerrointa ei voida käyttää (2, s. 68-69; 6, s. 28.)

$$\alpha_A = \frac{5}{7} \cdot \psi_0 + \frac{A_0}{A} \leq 1,0$$

KAAVA 1

ψ_0 = taulukon 1 mukainen kuormien yhdistelykerroin

$A_0 = 10,0 \text{ m}^2$

A = kuormitusala

Taulukon 1 mukaisia yhdistelykertoimia käytetään kuormitusyhdistelmissä muuttuville kuormille (7, s. 18).

TAULUKKO 1. Suomessa käytettävät yhdistelykertoimien arvot rakennuksille (7, s. 18)

Kuorma	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Hyötykuormat rakennuksissa, luokka (SFS-EN 1991-1-1)			
Luokka A: asuintilat	0,7	0,5	0,3
Luokka B: toimistotilat	0,7	0,5	0,3
Luokka C: kokoontumistilat	0,7	0,7	0,3
Luokka D: myymälätilat	0,7	0,7	0,6
Luokka E: varastotilat	1,0	0,9	0,8
Luokka F: liikennöitävät tilat, ajoneuvon paino ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6**)
Luokka G: liikennöitävät tilat, $30\text{kN} < \text{ajoneuvon paino} \leq 160$ kN	0,7	0,5	0,3**)
Luokka H: vesikatot	0	0	0
Lumikuorma (katso SFS-EN 1991-1-3)*) kun			
$s_k < 2,75 \text{ kN/m}^2$	0,7	0,4	0,2
$s_k \geq 2,75 \text{ kN/m}^2$	0,7	0,5	0,2
Jääkuorma ***)	0,7	0,3	0
Rakennusten tuulikuormat (SFS-EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Rakennusten sisäinen lämpötila (ei tulipalossa) (SFS-EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
*) Ulkotasoilla ja parvekkeilla $\psi_0 = 0$ luokkien A, B, F ja G yhteydessä. Huomautus: Mikäli rakennuksessa on eri kuormaluokkia, joita ei voi erotella omiin selviin ryhmiinsä, käytetään ψ -arvoja, jotka antavat epäedullisimman vaikutuksen. **) Ajokäytävillä $\psi_2 = 0$ ***) Koskee huurtumisesta, jäätävästä sateesta ja räntäsateesta aiheutuvia jääkuormia			

Yleisiä kuormia koskevan eurokoodin kansallisen liitteen mukaan minimiarvo luokkien A-D pienennyskertoimille on 0,8 ja muilla luokilla 1,0. Rakennusinsinööriön julkaisussa RIL 201-1-2017 kuitenkin lukee, että kerrointa voidaan käyttää myös luokan I vesikatoille. (2, s. 68; 7, s. 6.)

Monikerroksisissa rakennuksissa voidaan pilari- ja seinärakenteille ja niiden perustuksille käyttää pienennyskerrointa α_n , kun rakenneosaan vaikuttaa useasta kerroksesta tuleva hyötykuorma. Pienennyskertoimen käyttö on sallittua hyötykuormaluokissa A-D, eikä sitä saa käyttää yhdessä hyötykuorman vaikutusalueen pienennyskertoimen α_A tai yhdistelykertoimen ψ kanssa. Kerroin lasketaan kaavalla 2. (2, s. 70.)

$$\alpha_n = \frac{2+(n-2)\psi_0}{n}$$

KAAVA 2

n = kuormitetun rakenneosan yläpuolisten, samaan hyötykuormaluokkaan kuuluvien kerrosten lukumäärä (>2)

ψ_0 = taulukon 1 mukainen kuormien yhdistelykerroin

2.2.1 Luokat A-D

Hyötykuormaluokkiin A-D kuuluvat asuin-, kokoontumis-, myymälä- ja toimistotilat. Luokat C ja D on jaettu vielä alaluokkiin C1-C5, D1 ja D2. Taulukossa 2 on esimerkkejä luokkiin A-D kuuluvista tiloista.

TAULUKKO 2. Käyttötarkoituksen mukaiset hyötykuormaluokkajaot (6, s. 30)

Luokka	Käyttötarkoitus	Esimerkki
A	Asuin- ja majoitustilat	Asuinrakennusten huoneet, sairaaloiden potilas- ja toimenpidehuoneet, hotellien ja retkeilymajojen makuuhuoneet, keittiöt ja WC:t.
B	Toimistotilat	
C	Tilat, joihin ihmiset voivat kokoontua (poikkeuksena luokkiin A, B, ja D kuuluvat tilat) ¹⁾	<p>C1: Tilat, joissa on pöytiä yms. esim. koulut, kahvilat, ravintolat, ruokasalit, lukusalit, vastaanottotilat.</p> <p>C2: Tilat, joissa on kiinteät istuimet, esim. kirkot, teatterit, elokuvateatterit, konferenssisalit, luentosalit, kokoussalit, odotussalit, asemien odotustilat.</p> <p>C3: Tilat, joissa ei ole liikkumista rajoittavia esteitä, esim. museo- ja näyttelytilat, julkisten rakennusten ja toimistorakennusten, hotellien ja sairaaloiden eteistilat, asemahallit.</p> <p>C4: Liikuntatilat, esim. tanssisalit, voimistelusalit ja näyttämöt.</p> <p>C5: Tilat, joihin voi syntyä tungosta esim. yleisötapahtumien rakennuksissa; tällaisia ovat konserttisalit, urheiluhallit mukaan luettuina katsomot, terassit ja eteistilat sekä rautatielaiturit.</p>
D	Myymälatilat	<p>D1: Tavallisten vähittäiskauppojen tilat.</p> <p>D2: Tavaratalojen tilat.</p>
<p>¹⁾ On syytä kiinnittää huomiota kohtaan 6.3.1.1(2), erityisesti luokkien C4 ja C5 osalta. Standardissa EN 1990 esitetään, milloin dynaamiset vaikutukset on tarpeen ottaa huomioon. Luokkaa E koskevat tiedot ovat taulukossa 6.3.</p> <p>HUOM. 1 Aiotusta käyttötarkoituksesta riippuen tilat, jotka todennäköisesti sijoitettaisiin luokkaan C2, C3 tai C4, voidaan tilaajan päätöksellä tai kansallisen liitteen perusteella sijoittaa luokkaan C5.</p> <p>HUOM. 2 Kansallisessa liitteessä luokat A, B, C1...C5, D1 ja D2 voidaan jakaa alaluokkiin.</p> <p>HUOM. 3 Varasto- ja teollisuustiloja tarkastellaan kohdassa 6.3.2.</p>		

Hyötykuormat huomioidaan kvasistaattisina, eli kuormituksen sisältämä dynaaminen osuus huomioidaan sisällyttämällä se staattiseen kuormitukseen. Luokkien A-D hyötykuormat määritetään taulukosta 3. (1, s. 34; 2, s. 71; 6, s. 18.)

TAULUKKO 3. Hyötykuormien arvot kuormaluokissa A-D (7, s. 5)

Kuormitettujen tilojen luokat	q_k [kN/m ²]			Q_k [kN] (portaat suluissa)
	Välipohjat	Portaat	Parvekkeet	
Luokka A Asunto- ja majoitustilat	2,0	2,0	2,5	2,0 (2,0*)
Luokka B Toimistotilat	2,5	3,0	2,5	2,0 (2,0)
Luokka C Tilat, joihin ihmiset voivat kokoontua				
– C1	2,5	3,0	2,5	3,0 (2,0)
– C2	3,0	3,0	3,0	3,0 (2,0)
– C3	4,0	3,0	4,0	4,0 (2,0)
– C4	5,0	3,0	5,0	4,0 (2,0)
– C5	6,0	6,0	6,0	4,0 (2,0)
Luokka D Myymlätilat				
– D1	4,0	3,0	4,0	4,0 (2,0)
– D2	5,0	6,0	5,0	7,0 (2,0)
*Asunnon sisäiset portaat $Q_k = 1,5$ kN				

Taulukossa olevien neliö- ja pistekuormien ei oleteta vaikuttavan samanaikaisesti. Kun pistekuorman Q_k suuruus on pienempi tai yhtä suuri kuin 2,0 kN, sen kuormitusalueksi käytetään 50x50 mm². Kun pistekuorman suuruus on yli 2,0 kN, kuormitusalueen koko on 100x100 mm². Pistekuorman sijaintina voi olla mikä tahansa käytön kannalta mahdollinen välipohjan, parvekkeen tai portaiden kohta. (2, s. 71.)

2.2.2 Luokka E

Luokkaan E kuuluvat varasto- ja tuotantotilat, ja se jaetaan alaluokkiin E1 ja E2. Alaluokkaan E1 kuuluvat tavaran säilytystilat sekä vastaanottotilat. Hyötykuorman arvoina alaluokassa käytetään pintakuormalle 7,5 kN/m² ja pistekuormalle 7,0 kN. Portaissa vastaavat arvot ovat 3,0 kN/m² ja 2,0 kN. Alaluokkaan E2 kuuluvat teollisuuskäytön tilat, joiden hyötykuormat määritetään aina tapauskohtaisesti. (2, s. 74; 6, s. 34.)

Trukeista ja vastaavista kuljetusvälineistä aiheutuvia kuormia käsitellään piste-kuormina, jotka vaikuttavat samanaikaisesti pintakuormien kanssa. Kuorman dynaamisuus otetaan huomioon kertomalla staattisia pystykuormia dynaamisuuskertoimella. (2, s. 74-76.)

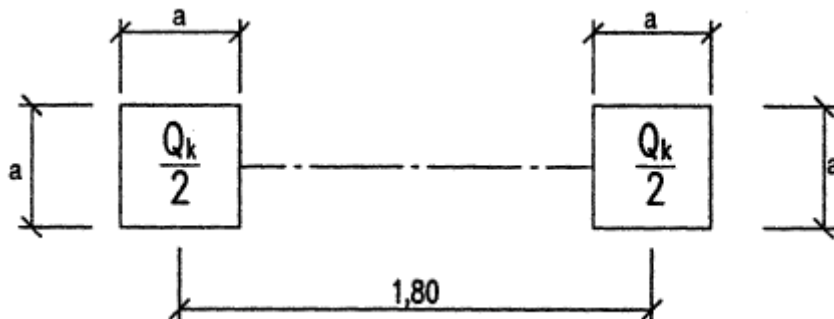
2.2.3 Luokat F ja G

Luokkiin F ja G kuuluvat rakennusten liikennöinti- ja paikoitusalueet. Luokassa F ajoneuvon kokonaispaino on ≤ 30 kN ja kuljettajan lisäksi ajoneuvossa saa olla enintään 8 paikkaa. F-luokkaan kuuluvissa tiloissa täytyy olla esteet, jotka rajoittavat raskaampien ajoneuvojen pääsyä alueelle. Molemmissa luokissa liikennöintialueet tulee myös varustaa kuormakilvillä. Luokkaan G kuuluvat 30 kN:a painavammat ajoneuvot, maksimikokonaispainon ollessa 160 kN kahdelle akselille. Liikennöinti- ja paikoitusalueiden hyötykuormien suuruus on esitetty taulukossa 4. (6, s. 40; 7, s.8.)

TAULUKKO 4. Hyötykuormien suuruudet luokissa F ja G (7, s. 8)

Liikennöintialueen luokka	q_k [kN/m ²]		Q_k [kN] (portaatt suluissa)
	Välipohjat	Portaat	
Luokka F Ajoneuvon kokonaispaino: ≤ 30 kN	2,5	3,0	20 (2,0)
Luokka G $30 \text{ kN} < \text{ajoneuvon kokonaispaino} \leq 160 \text{ kN}$	5,0	3,0	90 (2,0)

Luokassa F ja G pistekuormat ovat kuvan 1 mukaisesti pareittain, mikä kuvastaa ajoneuvon akselia, jonka päissä on renkaat. Kuvan a-mitta on 100 mm luokassa F ja 200 mm luokassa G. (6, s. 40.)



KUVA 1. Pistekuorman jakautuminen hyötykuormaluokissa F ja G (6, s. 40)

2.2.4 Luokat H, I ja K

Vesikatot kuuluvat luokkiin H, I ja K katolle pääsyn mahdollisuuden mukaan luokiteltuina. Hyötykuormat lasketaan vesikatoille katon vaakaprojektioalan mukaan. Hyötykuormien taulukoituihin vähimmäisarvoihin ei sisälly huoltotöiden aikainen materiaalien varastointi. Vesikattojen luokitus on taulukossa 5. (2, s. 77; 6, s. 42.)

TAULUKKO 5. Vesikattojen hyötykuormaluokan määräytyminen (6, s. 42)

Kuormitusalueen luokka	Käyttötarkoitus
H	Vesikatot, joille on pääsy vain normaalia kunnossapitoa ja korjaamista varten.
I	[AC> Vesikatot, joille on pääsy luokkien A...G mukaisesti. <AC]
K	Erityistoimintoja varten olevat vesikatot, kuten helikoptereiden laskeutumisalueet.

Vesikatot tulee mitoittaa sekä pistemäiselle että tasan jakautuneelle kuormitukselle, mutta ei näiden yhdistelmälle. Hyötykuormien ei myöskään oleteta vaikuttavan samanaikaisesti lumi- eikä tuulikuormien kanssa. Hyötykuormien suuruudet luokassa H ovat pintakuormalle 0,4 kN/m² ja pistekuormalle 1,0 kN. Luokassa I hyötykuormat määritellään luokkien A-G mukaisesti ja luokassa K taulukon 6 mukaan. (2, s. 77; 6, s. 20, 44.)

TAULUKKO 6. Hyötykuormat luokassa I (6, s. 44)

Helikopteriluokka	Helikopterin lähtökuorma Q	Lähtökuorma Q_k	Kuormitetun alueen mitat (m × m)
HC1	$Q \leq 20 \text{ kN}$	$Q_k = 20 \text{ kN}$	$0,2 \times 0,2$
HC2	$20 \text{ kN} < Q \leq 60 \text{ kN}$	$Q_k = 60 \text{ kN}$	$0,3 \times 0,3$

2.3 Lumikuormat

Lumikuormat ovat kiinteitä muuttuvia kuormia, joita käsitellään eurokoodin EN1991-1-3 mukaan staattisina (8, s. 20). Talonrakentamisessa lumikuormat kohdistuvat pääasiassa kattopinnoille. Kattojen lumikuormien suuruuteen vaikuttaa moni tekijä, kuten rakennuksen sijainti sekä kattokaltevuus (2, s. 98-102). Katon lumikuorma s lasketaan kaavalla 3 (2, s. 100).

$$s = \mu_i * C_e * C_t * s_k \quad \text{KAAVA 3}$$

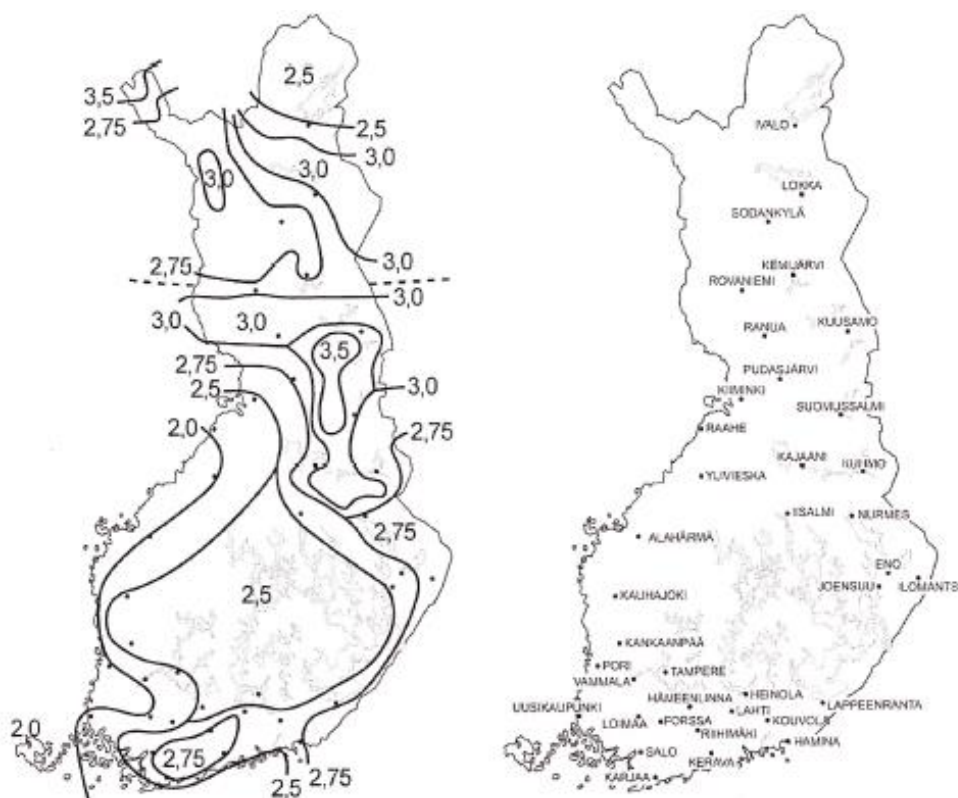
μ_i = lumikuorman muotokerroin

C_e = tuulensuojaisuuskerroin

C_t = lämpökerroin

s_k = maassa olevan lumikuorman ominaisarvo (kN/m²)

Maassa olevan lumikuorman ominaisarvo riippuu rakennuspaikan maantieteellisestä sijainnista. Kuorman ominaisarvon vuotuinen ylittymistodennäköisyys on 0,02, eli lumikuormat ylittävät sijaintikohtaisesti määritetyn ominaisarvon noin 50 vuoden välein nykyisen kaltaisessa ilmastossa. Lumikuormia koskevan eurokoodin kansallisessa liitteessä on esitetty kuvan 2 mukaiset vähimmäisarvot maassa olevan lumikuorman ominaisarvoille. (2, s. 98; 7, s. 15.)



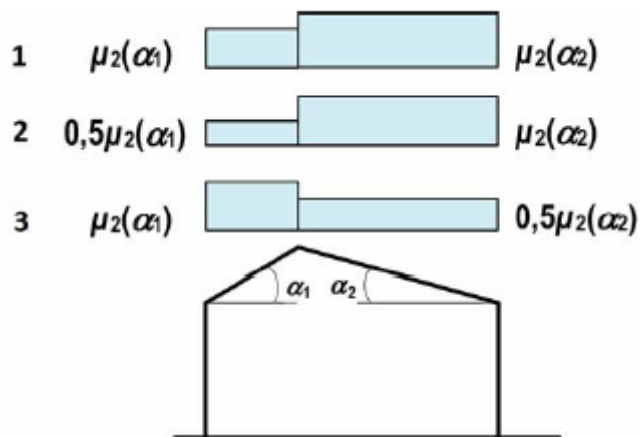
KUVA 2. Maassa olevan lumikuorman ominaisarvot yksikössä kN/m^2 (7, s. 15)

Lumikuorman muotokertoimeen μ vaikuttavat kattomuoto ja -kaltevuus sekä se, onko räystäällä lumiestettä. Tässä opinnäytetyössä käsitellään harjakattoisia rakennuksia, joten lumikuormia käsittelevästä osiosta on rajattu muut kattomuodot pois. Harjakattojen lumikuorman muotokerroin voi saada arvon väliltä 0-0,8 ilman lumiestettä, ja lumiesteellä varustetun lappeen muotokertoimena käytetään vähintään 0,8:aa. Taulukossa 7 näkyy kattokaltevuuden vaikutus muotokertoimeen. (2, s. 101-107; 8, s. 32.)

TAULUKKO 7. Kattokaltevuuden vaikutus muotokertoimeen (8, s. 32)

Katon kaltevuuskulma α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1(\alpha)$	$\mu_1(0^\circ) \geq 0,8$	$\mu_1(0^\circ) \frac{(60^\circ - \alpha)}{30^\circ}$	0,0
$\mu_2(\alpha)$	0,8	$0,8 \frac{(60^\circ - \alpha)}{30^\circ}$	0,0
$\mu_3(\alpha)$	$0,8 + 0,8 \alpha/30^\circ$	1,6	—

Harjakatoilla täytyy tarkastella kolmea erilaista lumikuorman kuormitustapausta, joista yhdessä on täysi lumikuorma molemmilla lappeilla ja kahdessa muussa malli kuvastaa kinostunutta lunta toiselle lappeelle. Harjakattojen lumikuorman kuormituskaaviot on esitetty kuvassa 3. Kuvan kerroin μ_2 on esitetty taulukossa 7. (8, s. 34.)



KUVA 3. Harjakaton lumikuormien kuormituskaaviot (8, s. 34)

Tuulensuojaisuuskerroin C_e on rakennuspaikan maastotypistä riippuva, ja se saa tavanomaisesti arvon 1. Eri maastotyyppien arvot on esitetty taulukossa 8. Tuulensuojakertoimen määrittelyssä tulee huomioida alueen kehittyminen, eli rakennushetkellä avoimella paikalla sijaitsevalle kohteelle ei voida käyttää lumi-kuormaa pienentävää kerrointa, jos ympäristö muuttuu rakentamisen seurauksena suojaisammaksi. (2, s. 100-101; 8, s. 30.)

TAULUKKO 8. Tuulensuojakertoimen määrittely (7, s. 17)

Maastotyyppi	C_e
Tuulinen	0,8 (1,0, mikäli lyhyempi sivumitta > 50 m)
Normaali	1,0
Suojainen	1,2

Tuulinen maasto: laakea, esteetön, joka puolelle avoin alue, jolloin maasto, korkeat rakennuskohteet tai puut eivät suojaa tai suojaavat vain vähän.
 Normaali maasto: alue, jolla rakennuskohteeseen vaikuttava tuuli ei maaston, muiden rakennuskohteiden tai puiden takia huomattavasti poista lunta.
 Suojainen maasto: alue, jolla tarkasteltava rakennuskohde on huomattavasti alempana kuin ympäröivä maasto tai se on korkeiden puiden tai itseään korkeampien rakennuskohteiden ympäröimä.

Laajoilla katoilla, joiden lyhyempi sivumitta on vähintään 50 m, tuulensuojakerointa korotetaan. Korotuskertoimen suuruuteen vaikuttaa lyhyemmän sivun pituus ja sivujen pituuksien suhde taulukon 9 mukaisesti. (7, s. 16.)

TAULUKKO 9. Tuulensuojakerroimen korotuskerroin (7, s. 16)

Lyhyt sivu (m)	Pitkän sivun suhde lyhyeen sivuun	
	1	2
50	1,0	1,1
75	1,1	1,2
100	1,2	1,25

Lämpökertoimen C_t käytetään suurimmassa osassa tapauksia arvoa 1,0. Kun katon lämmönläpäisevyys, eli U-arvo on suurempi kuin $1 \text{ W/m}^2\text{K}$, lämpökerroin saa 1:stä poikkeavan arvon. Vaikka lämpökerroin pienentäisikin katon lumikuormaa, on sen arvona käytettävä vähintään $0,5 \text{ kN/m}^2$. Usein kertoimet C_e ja C_t saavat arvon 1,0, jolloin katon lumikuorman laskentakaava pelkistyy muotoon $s = \mu_i * s_k$. (2, s. 100-101; 7, s. 16.)

Tapauksissa, joissa katto on korkeampaa rakennusta vasten, täytyy ylemmältä katolta tippuvan lumen ja tuulen aiheuttaman kinostumisen vaikutus huomioida katon lumikuormassa kinostumispiteuden l_s matkalla. Kinostumispiteus on 2 h, eli 2 kertaa korkeamman katon räystään ja alemman katon harjan välinen etäisyys. Kuitenkin kinostumispiteus on vähintään 2 m ja enintään 6 m. Kinostumispiteuden matkalla katon lumikuorma kasvaa kattomuodon ja -kaltevuuden mukaisesta kuormasta arvoon μ_2 , joka lasketaan kaavalla 4. (2, s. 104-106.)

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$$

KAAVA 4

μ_s = ylemmältä katolta tippuvan lumen muotokerroin

μ_w = tuulen aiheuttaman kinostumisen huomioiva muotokerroin

Kun korkeamman rakennuksen kattokaltevuus α on $\leq 15^\circ$, muotokerroin μ_s saa arvon 0. Yli 15° :n kattokaltevuuksilla muotokerroin on 50 % ylemmän lappeen maksimilumikuorman muotokertoimesta, jos lumen putoamista ei ole estetty. Putoavan lumen aiheuttamia törmäyskuormia ei huomioida muotokertoimessa. Tuulen aiheuttaman kinostumisen huomioiva muotokerroin määritetään kaavalla 5. (2, s. 105.)

$$\mu_w = (b_1 + b_2) / 2h < \gamma h / s_k$$

KAAVA 5

b_1 ja b_2 = kuvan 4 mukaiset rakennuksien osien pituudet

h = kattojen tasoero

γ = lumen tilavuuspaino, jolle käytetään arvoa 2,0 kN/m³

s_k = ominaislumikuorma maassa

Sen lisäksi lumikuormia käsittelevän eurokoodin kansallisessa liitteessä annetaan muotokertoimelle μ_w seuraavat, alemman katon pinta-alasta riippuvat sallitut vaihteluvälit:

- $0,8 \leq \mu_w \leq 2,5$, kun ala $\geq 6 \text{ m}^2$
- $0,8 \leq \mu_w \leq 1,5$, kun ala $\geq 2 \text{ m}^2$
- $\mu_w = 0,8$, kun ala $\leq 1 \text{ m}^2$.

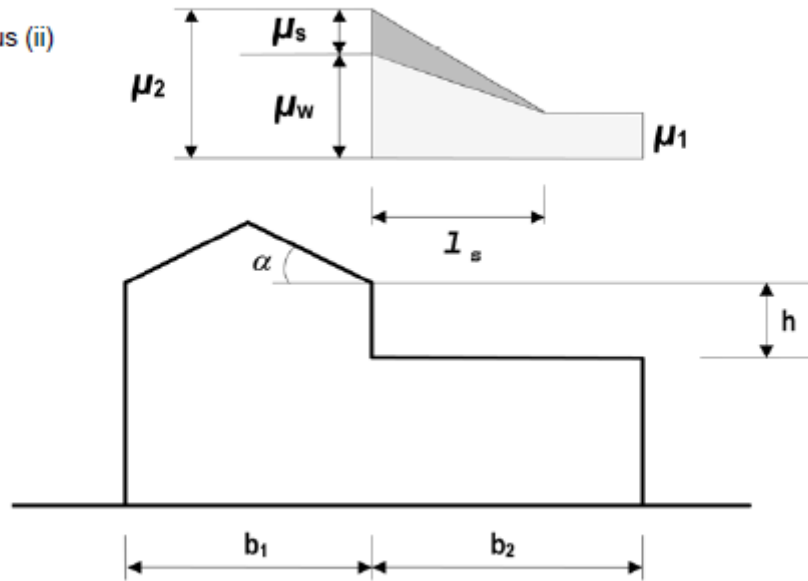
Kun pinta-ala on alle 6 m², kertoimen ylärajan arvo interpoloidaan lineaarisesti.
(7, s. 18.)

Kuvassa 4 esitetään kinostumisen vaikutus korkeamman rakennuksen viereisen katon lumikuormien suuruuteen (8, s. 42).

Tapaus (i)



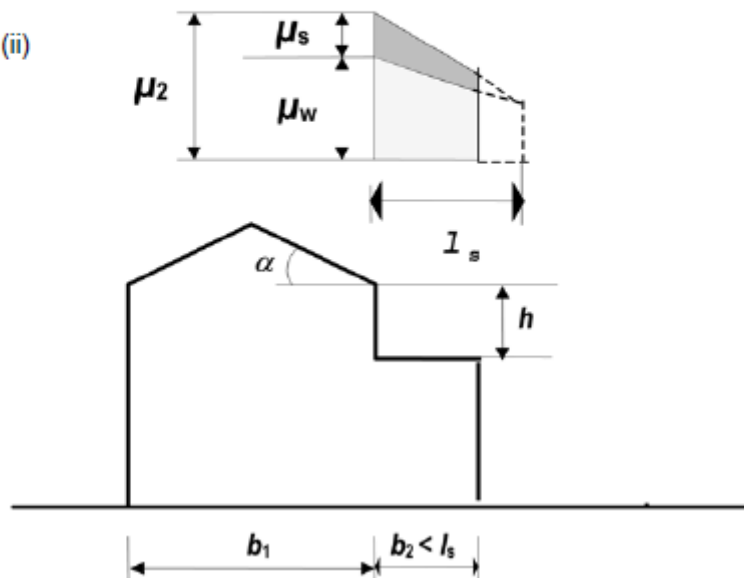
Tapaus (ii)



Tapaus (i)



Tapaus (ii)



KUVA 4. Muotokertoimet katoille korkeamman rakennuskohteen vieressä (8, s. 42)

Kinostumista voi tapahtua myös katolla olevien ulokkeiden, lumiesteiden tai korkeiden räystääiden takia. Se huomioidaan lumikuormien määrittämisessä kertoimella μ_2 . Kinostumispituus l_s on 2 kertaa katolla olevan esteen korkeus h , kuitenkin yli 2 m ja alle 6 m. Eurokoodissa on annettu lähes vaakasuorien kattojen muotokertoimille seuraavat arvot:

- $\mu_1 = 0,8$
- $0,8 \leq \mu_2 = \gamma h/s_k \leq 2,0$.

Lumen tilavuuspainona γ käytetään arvoa $2,0 \text{ kN/m}^3$. Eurokoodi ja Suomen kansallinen liite eivät ota kantaa muiden kuin lähes vaakasuorien kattojen esteistä johtuviin kinostumisiin. Lähes vaakasuoran katon määritelmää ei myöskään ole esitetty eurokoodissa. Kuitenkin kun muotokertoimenä μ_1 on 0,8, pulpetti- ja harjakattojen lapekulma on alle 30° . (2, s. 108.)

2.4 Tuulikuormat

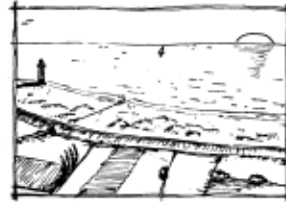
Tuulikuormat ovat muuttuvia, monista eri tekijöistä riippuvia kuormia. Ne vaikuttavat umpinaisissa rakennuksissa pääasiassa rakenteiden ulkopintoihin, talonrakentamisessa erityisesti seiniin. Rakennuksen ulkovaipan epätiiveyden takia tuulikuormat vaikuttavat myös sisäpintoihin. Kohtisuoran tuulenpaineen lisäksi tuuli aiheuttaa pitkiin, tuulensuuntaisiin pintoihin kitkaa, joka tulee huomioida mitoituksessa. (2, s. 127.)

Rakennukseen vaikuttava kokonaistuulikuorma voidaan laskea eurokoodin mukaan kahdella tapaa, joista molemmat esitetään luvuissa 2.4.1 ja 2.4.2. Kokonaistuulikuorma täytyy laskea rakennuksen jäykistävän rungon ja perustuksen mitoitukselta varten. (2, s. 128, 139.)

Rakennusta ympäröivän maaston rosoisuudella on suuri vaikutus tuulikuormien voimakkuuteen, mikä otetaan kuormien määrittämisessä huomioon maastoluokan valinnalla. Eurokoodissa on määritetty 5 erilaista maastoluokkaa, joista luokka 0 on ympäristöltään tuulisin ja luokka IV suojaisin. Kuvaukset eri maastoluokista ovat kuvassa 5. (9, s. 158.)

Maastoluokka 0

Meri, avoimen meren äärellä oleva rannikkoalue

**Maastoluokka I**

Järvi tai alue, jolla on vähäistä kasvillisuutta eikä esteitä

**Maastoluokka II**

Alue, jolla on matalaa kasvillisuutta, kuten heinää tai ruohoa ja erillisiä esteitä (puita, rakennuksia), jotka ovat vähintään esteen 20-kertaisen korkeuden etäisyydellä toisistaan

**Maastoluokka III**

Alue, jolla on säännöllinen kasvipeite tai rakennuksia tai erillisiä esteitä, jotka ovat esteen 20-kertaista korkeutta lähempänä toisiaan (kuten kylät, esikaupunkialueet, pysyvä metsä)

**Maastoluokka IV**

Alue, jolla vähintään 15 % alasta on rakennusten peitossa ja joiden keskimääräinen korkeus ylittää 15 m



KUVA 5. Maastoluokkien kuvaukset (9, s. 158)

Suomessa tuulennopeuden modifioimaton perusarvo v_b on 21 m/s. Se on määritetty maastoluokan II mukaisissa olosuhteissa 10 m:n korkeudessa maanpinnasta 10 minuutin tuulennopeuden keskiarvon mukaan, vuosittaisen ylittymistodennäköisyyden ollessa 0,02. On arvioitu, että modifioimattoman perusarvon mukaan lasketut tuulen nopeuspaineet ovat varmalla puolella vuoteen 2035 asti. Taulukossa 10 on esitetty tuulennopeuden modifioimattoman perusarvon mukaan lasketut puuskanopeuspaineiden ominaisarvot $q_{p0}(z)$ erikorkuisille rakennuksille maastoluokittain. Rakennuspaikkaa ympäröivän maaston kaltevuutta ei ole huomioitu taulukon arvoissa. (2, s. 136.)

TAULUKKO 10. Puuskanopeuspaineiden ominaisarvot (2, s. 137)

z (m)	Maastoluokka				
	0	I	II	III	IV
0	0,66	0,42	0,39	0,35	0,32
1	0,66	0,42	0,39	0,35	0,32
2	0,78	0,52	0,39	0,35	0,32
5	0,96	0,65	0,53	0,35	0,32
8	1,05	0,73	0,61	0,43	0,32
10	1,09	0,76	0,65	0,47	0,32
15	1,18	0,83	0,72	0,55	0,40
20	1,24	0,88	0,77	0,60	0,45
25	1,29	0,92	0,82	0,65	0,50
30	1,33	0,95	0,85	0,68	0,54
35	1,37	0,98	0,88	0,72	0,57
40	1,40	1,01	0,91	0,74	0,60

Kun rakennuspaikka sijaitsee kahden eri maastoluokan raja-alueella, täytyy rosoisemmalla alueella sijaitsevalle rakennukselle käyttää sileämmän maastoluokan mukaisia arvoja, jos

- rakennus on alle 2 km:n päässä luokkaan 0 kuuluvasta maastosta
- rakennus on alle kilometrin päässä luokkaan I, II, tai III kuuluvasta maastosta.

Jos tarkasteltavalla alueella on sileämpää maastoa alle 10 % alasta, ei sitä tarvitse huomioida. Merenrantakaupungeissa, joissa maastoluokka muuttuu suoraan luokasta 0 luokkaan IV, käytetään rannikkoalueilla taulukon 11 mukaisia, rakennuksen korkeudesta riippuvia efektiivisiä maastoluokka-alueita. (2, s. 131-132.)

TAULUKKO 11. Efektiivisten maastoluokkien rajat

Efektiivisten maastoluokkien rajat				
z (m)	L ₀ (km)	L _I (km)	L _{II} (km)	L _{III} (km)
60	2,0	4		
40	1,0	2,0	10	
≤ 20	0,5	1,0	2	10

Rakennuksen suunnittelukäyttöiän poiketessa tavanomaisesta 50 vuodesta voidaan taulukon 10 mukaisia nopeuspaineiden arvoja muuttaa kaavalla 6 laskettavalla todennäköisyyskertoimella c_{prob}^2 .

$$c_{prob} = \left(\frac{1 - K * \ln(-\ln(1-p))}{1 - K * \ln(-\ln(0,98))} \right)^n \quad \text{KAAVA 6}$$

$$K = 0,2$$

$$n = 0,5$$

p = vuotuinen ylittymistodennäköisyys

Kaavan mukaan laskettuna esimerkiksi 100 vuoden käyttöiälle suunniteltaessa puuskanopeuspaineita korotetaan kertoimella 1,08. Kun käyttöikä on 200 vuotta, kertoimeksi tulee 1,16. (2, s. 136.)

Maastoluokan lisäksi tuulikuormien määityksessä joudutaan huomioimaan maaston pinnanmuodot, jos rakennus sijaitsee mäellä tai harjanteessa. Vaikutus tuulikuormiin huomioidaan pinnanmuotokertoimella, jos maaston kaltevuus ϕ on suurempi kuin 0,05. Tuulennopeuden kasvu on sitä suurempaa, mitä kaltevampi rinne on. Maaston kaltevuus suurentaa tuulennopeuksia eniten rinteiden yläpäässä. (2, s. 133.)

RIL:n julkaisussa Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat esitetään eurokoodin 1991-1-4 liitteen A.4 laskentamenetelmästä yksinkertaistettu, varmalla puolella oleva laskentatapa maaston pinnanmuodon huomioimiseen. Modifioitu tuulen nopeuspaine lasketaan kaavan 7 mukaisesti. (2, s. 133.)

$$q_p(z) = \gamma_D * q_{p0}(z) \quad \text{KAAVA 7}$$

γ_D = rakennuspaikan sijainnista ja maaston kaltevuudesta riippuva kerroin

$q_{p0}(z)$ = modifioimaton puuskanopeuspaine (kN/m²)

z = korkeusero rakennuspaikan maanpinnan tasolta määrittäyskorkeudelle

Pinnanmuotokertoimen arvo toispuoleisille maastokohoumille määritetään kaavalla 8 (2, s. 133).

$$\gamma_D = 1 + 2,8 * \Phi * (1 + x / L_u) \text{ kun } x < 0$$

KAAVA 8

$$\gamma_D = 1 + 2,8 * \Phi * (1 - 0,33 * x / L_u) \text{ kun } x \geq 0$$

Φ = maaston kaltevuus

x = rakennuspaikan etäisyys rinteeseen yläpäästä vaakasuunnassa

L_u = Tuulenpuoleisen rinteeseen vaakasuora pituus

Kaavassa x on negatiivinen, kun rakennuspaikka sijaitsee tuulenpuoleisessa rinteessä ja positiivinen silloin, kun se sijaitsee rinteeseen laen tasaisella puolella. Kaksipuoleisten maastonkohoumien tapauksissa x on positiivinen suojanpuoleisessa rinteessä. Näissä tapauksissa pinnanmuotokerroin määritetään kaavalla 9. (2, s- 133-135.)

$$\gamma_D = 1 + 2,8 * \Phi * (1 + x / L_u) \text{ kun } x < 0$$

KAAVA 9

$$\gamma_D = 1 + 2,8 * \Phi * (1 - 0,47 * x / L_d) \text{ kun } x \geq 0$$

Φ = maaston kaltevuus

x = rakennuspaikan etäisyys rinteeseen yläpäästä vaakasuunnassa

L_u = Tuulenpuoleisen rinteeseen vaakasuora pituus

L_d = Suojanpuoleisen rinteeseen vaakasuora pituus

Yksinkertaistetun menetelmän käyttö voi johtaa turhan korkeisiin puuskanopeuspaineiden arvoihin hyvin korkeille rakennuksille, koska suurennuskertoimen määrittelyssä on käytetty 10 m:n korkeudessa esiintyviä tuulennopeuksia. Korkeille rakennuksille kannattaakin käyttää eurokoodissa esitettyä tarkempaa menetelmää. (2, s. 134.)

2.4.1 Kokonaistuulikuorman laskenta voimakerroinmenetelmällä

Kun maastonmuodon mukaan modifioitunut puuskanopeuspaine on laskettu, voidaan rakennukseen vaikuttava kokonaistuulikuorma F_w laskea. Voimakerroinmenetelmässä matalille rakennuksille, joiden korkeus on pienempi kuin leveys, oletetaan tuulenpaineen olevan joka korkeudella sama kuin harjalla. Tällöin kokonaistuulikuorma lasketaan kaavalla 10. (2, s. 140.)

$$F_w = C_s C_d * C_f * q_p(h) * A_{ref}$$

KAAVA 10

$C_s C_d$ = rakennekerroin, tavanomaisesti 1,0

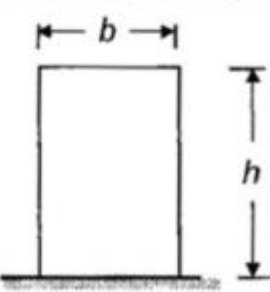
C_f = voimakerroin

$q_p(h)$ = tuulen modifioitu nopeuspaine harjan korkeudella

A_{ref} = rakennuksen tuulta vastaan kohtisuoran sivun projektiopinta-ala

Rakennekertoimella otetaan huomioon rakennuksen koon ja mittasuhteiden vaikutus ja tuulen dynaamiset vaikutukset. Sen arvona voidaan käyttää lukua 1, kun rakennuksen korkeus on alle 15 m, ulkoseinien ja vesikaton ominaisvärähtelytaajuus on yli 5 Hz tai kantavaseinäisen rakennuksen korkeus on alle 100 m ja tuulensuuntaisen sivun mitta on vähintään nelinkertainen korkeuteen nähden. Jos edellä olevat ehdot eivät täyty, voidaan rakennekertoimen määrittämiseen käyttää eurokoodissa SFS-EN-1991-1-4, luvussa 6.3.1 esitettyä yksityiskohtaisempaa menetelmää. (2, s. 145.)

Voimakertoimeen vaikuttavat rakennuksen tehollinen hoikkuus eli tuulta vastaan kohtisuoran tason korkeuden ja leveyden suhde (kuva 6) sekä tuulen suuntaisen ja sitä vastaan kohtisuoran sivumitan suhde. Voimakertoimeen sisältyy kitkan vaikutus pitkille tuulensuuntaisille pinnoille. (2, s. 140-141, 145.)

Rakenteen mittasuhteet, tuuli kohtisuoraan tasoa vasten	Tehollinen hoikkuus λ
	kun $h < 15$ m, $\lambda = 2 h/b$
	kun $h \geq 50$ m, $\lambda = 1,4 h/b$
	Välialueella $15 \text{ m} < h < 50 \text{ m}$ sovelletaan interpolointia.
	Huom: Tämä ohje ei koske hyvin hoikkia rakennuksia, joille $\lambda > 10$.

KUVA 6. Mittasuhteiden vaikutus teholliseen hoikkuuteen (2, s. 140)

Voimakerroin voidaan määrittää taulukon 12 avulla. Taulukossa d on tuulensuuntaisen sivun pituus, ja b on tuulta vastaan kohtisuoran sivun pituus (2, s. 141).

TAULUKKO 12. Voimakertoimen C_f määrittäminen (2, s. 141)

	Sivusuhteet d/b								
λ	0,1	0,2	0,5	0,7	1	2	5	10	50
≤ 1	1,2	1,2	1,37	1,44	1,28	0,99	0,60	0,54	0,54
3	1,29	1,29	1,48	1,55	1,38	1,07	0,65	0,58	0,58
10	1,40	1,40	1,60	1,68	1,49	1,15	0,70	0,63	0,63

Kun rakennuksen korkeus on suurempi kuin leveys, voidaan kokonaistuulikuorma laskea tarkemmin siten, että tuulenpaine riippuu sen korkeusasemasta. Tällöin korkeusasemasta riippuva tuulenpaineen viivakuorma voidaan laskea kaavalla 11. (2, s. 142.)

$$F_w(z) = C_s C_d * C_f(z) * q_p(z) * b(z) \quad \text{KAAVA 11}$$

$C_f(z)$ = rakennekerroin tarkastelukorkeudella

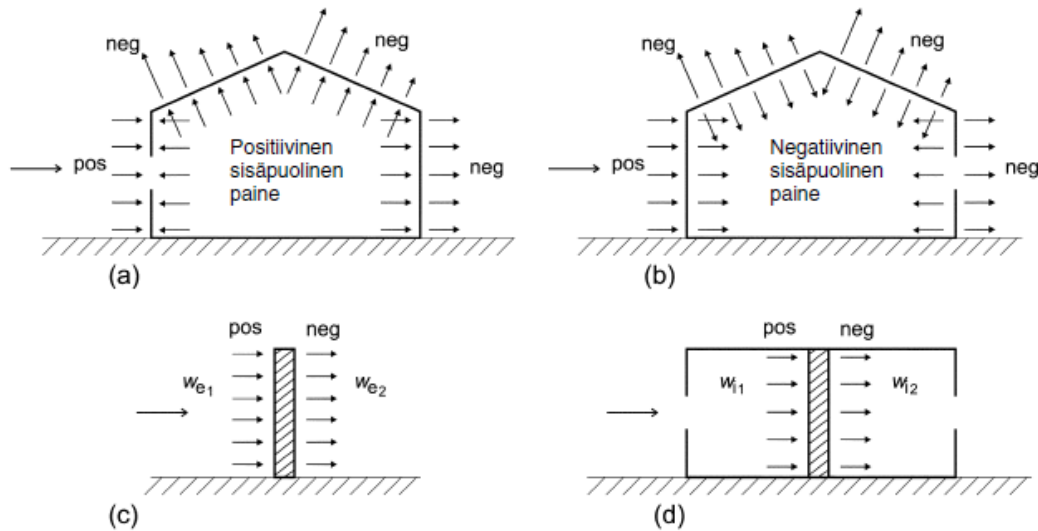
$q_p(z)$ = tuulen modifioitu nopeuspaine tarkastelukorkeudella

$b(z)$ = rakennuksen leveys tarkastelukorkeudella

Yllä olevassa muodossa kaava soveltuu kokonaistuulikuorman määrittämiseen rakennukselle, jonka poikkileikkaus muuttuu pystysuunnassa. Jos poikkileikkaus on vakio, lasketaan tuulikuorma joka korkeudella käyttäen samaa rakennekerrointa ja leveyttä. (2, s. 142.)

2.4.2 Kokonaistuulikuorman laskenta pintapainemenetelmällä

Kokonaistuulikuorma pintapainemenetelmällä on ulko- ja sisäpuolisten kuormien sekä kitkakuormien vektorisumma. Menetelmä soveltuu rakenteille, joiden pintojen alin ominaistajuuus on suurempi kuin 5 Hz. Tällöin rakenteen värähtelyt eivät ole merkittäviä tuulikuorman määrittämisestä kannalta. Ulkopintojen tuulenpaine voi kohdistua joko pintaa kohti tai siitä poispäin. Pinnasta poispäin kohdistuvasta, eli negatiivisesta paineesta käytetään nimitystä imu. Kuvassa 7 havainnollistetaan tuulen paineen vaikutussuuntia. (2, s. 138, 143-144.)



KUVA 7. Esimerkkejä pintoihin vaikuttavista paineista (11, s. 44)

Kokonaistuulikuorma F_w lasketaan kaavalla 12 (2, s. 138, 143-144).

$$F_w = \gamma_e * F_{w,e} + F_{w,i} + F_{fr}$$

KAAVA 12

$F_{w,e}$ = ulkopintojen painekuormien summa

$F_{w,i}$ = sisäpintojen painekuormien summa

F_{fr} = kitkavoimien summa

Kerroin γ_e huomioi sen, että tuulen- ja suojanpuoleisten sivujen tuulenpaineiden maksimiarvot eivät esiinny samanaikaisesti. Jos rakennuksen tuulensuuntaisen sivun pituuden ja rakennuksen korkeuden suhde $h/d \geq 5$, käytetään kertoimelle arvoa 1, ja suhteen ollessa ≤ 1 kertoimen arvona on 0,85. Tällä välillä kerroin voidaan interpoloida lineaarisesti. (2, s. 144; 11, s. 64.)

Ulkopintojen painekuormat

Ulkopintojen painekuormien summa lasketaan kaavalla 13 (9, s. 46).

$$F_{w,e} = C_s C_d * \sum w_e * A_{ref}$$

KAAVA 13

$C_s C_d$ = rakennekerroin

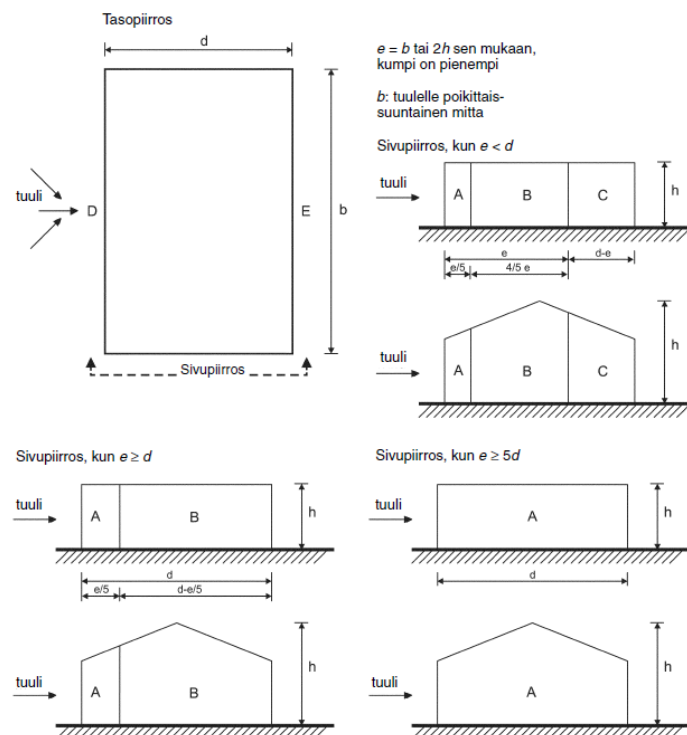
$w_e = q_p(z_e) * c_{pe}$ = yksittäiseen ulkopintaan kohdistuva paine

z_e = nopeuspaineen tarkastelukorkeus

c_{pe} = ulkoisen paineen kerroin

A_{ref} = rakenneosan tuulenpaineen vaikutusala

Rakennekerroin määritetään samalla tavalla kuin voimakerroinmenetelmällä laskettaessa, joten tavanomaisesti sen arvona voidaan käyttää 1,0:aa. Ulkopintojen painekuormien summassa on laskettuna kaikki tarkastelusuunnassa vaikuttavat paine- ja imukuormat. Niitä laskettaessa rakennus jaetaan rakennuksen korkeudesta, muodosta ja tarkastelutuulensuunnasta riippuviin vyöhykkeisiin, joille on annettu eurokoodissa taulukoidut painekertoimien suositusarvot. Kuvassa 8 on esitetty pohjaltaan suorakulmaisen rakennuksen pystyseiniä vyöhykekaaviot. (2, s. 151-155.)



KUVA 8. Suorakaiteen muotoisten rakennusten vyöhykekaaviot (9, s. 62)

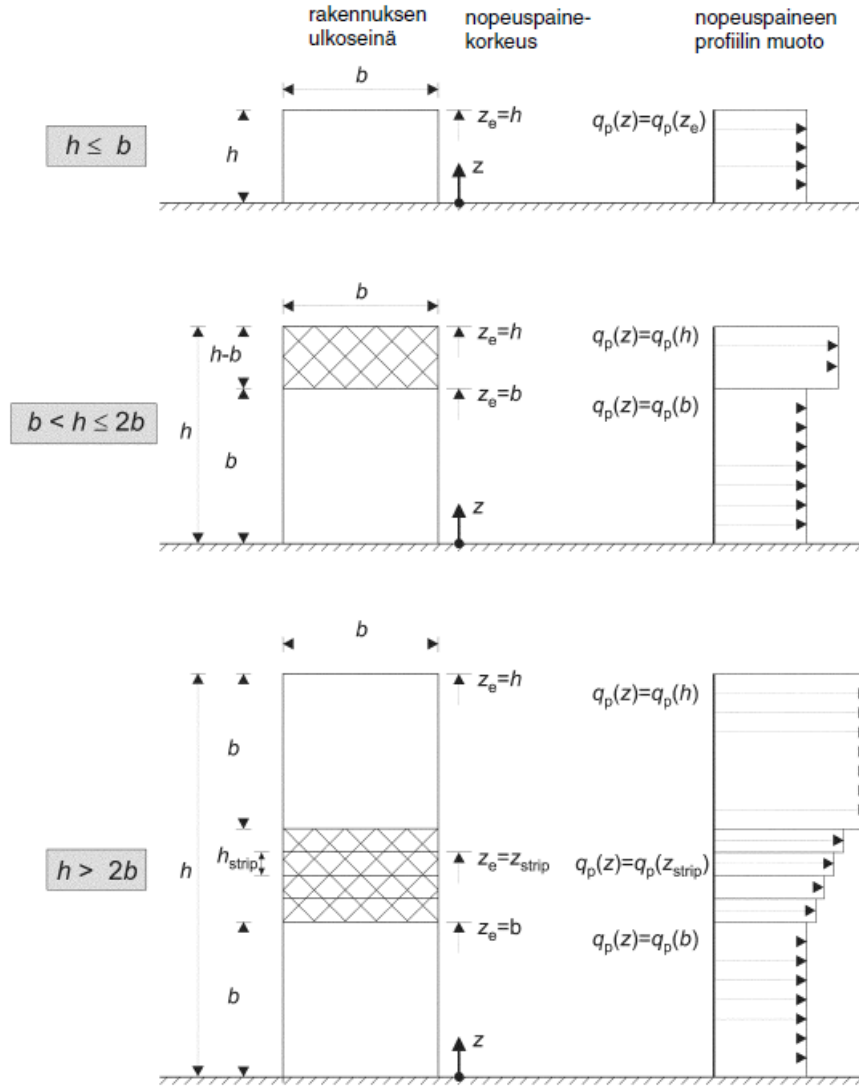
Vyöhykkeitä vastaavat painekertoimien arvot on esitetty taulukossa 13 (9, s. 62).

TAULUKKO 13. Suorakaiteen muotoisen rakennuksen pystyseiniä painekertoimet (9, s. 62)

Vyöhyke	A		B		C		D		E	
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Rakennuksen korkeudesta ja tuulta vastaan kohtisuoran seinän leveydestä riippuen samalla seinällä voidaan joutua käyttämään kuvan 9 tapaan useaa eri nopeuspainekorkeuden arvoa. Kun rakennuksen korkeus h on yhtä suuri tai pienempi kuin tuulta vastaan kohtisuora leveys b , käytetään nopeuspainekorkeutena rakennuksen korkeutta. Taas kun $b < h \leq 2b$, seinä jaetaan kahteen kaistaan, joista alempi ulottuu maanpinnasta rakennuksen leveyden korkeudelle ja nopeuspainekorkeutena alemmalle kaistalle käytetään b :tä. Ylemmän kaistan nopeuspainekorkeus on h . (9, s. 58.)

Rakennuksilla, joiden korkeus on yli 2 kertaa tuulta vastaan kohtisuora leveys, seinät jaetaan useaan eri kaistaan, joista 2 on b :n korkuisia. Alempi niistä lähtee maanpinnasta ja ulottuu korkeudelle b ja ylempi räystäältä b :n mitan verran alaspäin. Näiden kaistojen väli jaetaan h_{strip} :n korkuisiin kaistoihin. (9, s. 58.)



KUVA 9. Rakennuksen mittasuhteista riippuva nopeuspaineprofiili (9, s. 60)

Tuulikuormia koskevan eurokoodin kansallisen liitteen mukaan myös suojanpuoleinen sekä tuulensuuntaiset seinät jaetaan vyöhykkeisiin kuten tuulenpuoleinen seinä. Käytettävän ulkoisen painekertoimen c_{pe} suuruuteen vaikuttaa vyöhykkeen lisäksi myös tuulikuormituksen alaisen rakenneosan pinta-ala. Paine kertoimien arvot $c_{pe,1}$ ja $c_{pe,10}$ on taulukoitu 1 m^2 :n ja 10 m^2 :n kuormitusaloille. (9, s. 56.)

Jos tarkasteltavan ulkoisen tuulenpaineen alaisen rakenteen pinta-ala on alle 1 m^2 :n, käytetään painekerrointa $c_{pe,1}$. Kun kuormitusala on $\geq 10 \text{ m}^2$, käytetään kerrointa $c_{pe,10}$. Tällä välillä voidaan käyttää kaavan 14 tapaista logaritmista interpolointia. Pääasiassa painekerrointa $c_{pe,1}$ käytetään rakenneyksityiskohtien, kuten kiinnitysten mitoitukseen ja kerrointa $c_{pe,10}$ kantavien rakenteiden suunnittelussa. (9, s. 56.)

$$C_{pe} = C_{pe,1} - (C_{pe,1} - C_{pe,10}) \log_{10} A$$

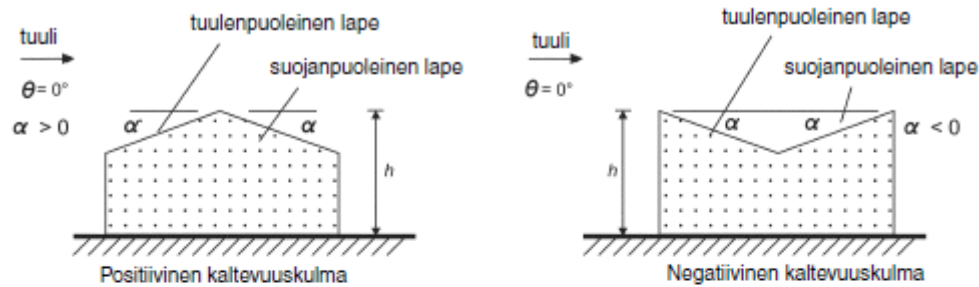
KAAVA 14

$C_{pe,1}$ = painekerroin 1 m²:n kokoiselle pinnalle

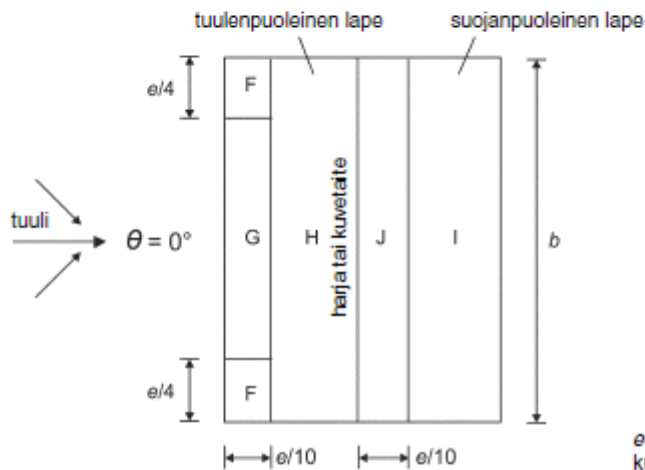
$C_{pe,10}$ = painekerroin 10 m²:n kokoiselle pinnalle

A = kuormitettu ala (m²)

Koska opinnäytetyössä käsitellään harjakattoisia rakennuksia, ei muiden katto-
muotojen ulkoisia tuulenpaineita käsitellä tarkemmin. Harjakatoiksi määritetään
katot, joiden lapekulmien kaltevuudet ovat yli 5°. Tätä loivempia kattoja käsitel-
lään eurokoodissa tasakattoina, joille on oma vyöhykekaavionsa. Harjakattojen
nopeuspainekorkeutena käytetään rakennuksen harjakorkeutta. Myös kattopin-
nat jaetaan seinien tapaan vyöhykkeisiin, joiden koko riippuu rakennuksen mit-
tasuhteista. Vyöhykejakoon vaikuttaa myös tarkastelutuulensuunta. Harjakatto-
jen vyöhykekaaviot on esitetty kuvassa 10. (9, s. 64, 72-74.)



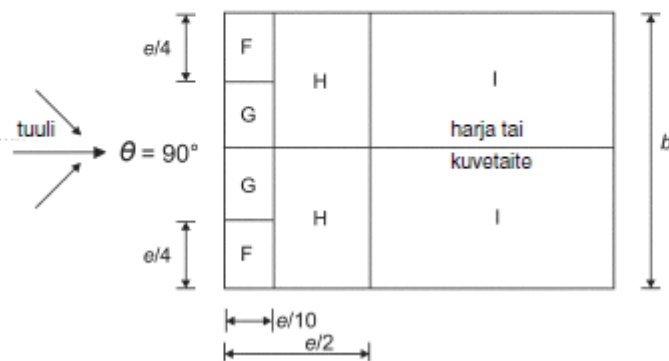
(a) Sivupiirros



$e = b$ tai $2h$ sen mukaan, kumpi on pienempi

b : tuulelle poikittaissuuntainen mitta

(b) tuulen suunta $\theta = 0^\circ$



(c) tuulen suunta $\theta = 90^\circ$

KUVA 10. Vyöhykekaavio harjakatoille (9, s. 74)

Kattojen tuulikuormia määritettäessä täytyy huomioida, että paine ja imu vaikuttavat kattopintoihin kohtisuorasti, joten kokonaistuulikuormien laskennassa käytetään pintapaineiden vaakakomponentteja. Harja- ja kuvetaiteisille katoille painekertoimet esitetään taulukossa 14. Tietyillä kattokaltevuuksilla painekertoimille on annettu sekä negatiivinen että positiivinen arvo. Tällöin tarkastellaan katon osalta neljää eri kuormitustapausta, joissa yhdistellään tuulenpuoleisen lappeen

minimi- ja maksimiarvot suojanpuoleisen lappeen minimi- ja maksimiarvoihin. Samalla lappeella täytyy käyttää kaikilla vyöhykkeillä joko positiivista tai negatiivista arvoa. Taulukoitujen samanmerkkisten kaltevuuskulmien väliarvot voidaan interpoloida lineaarisesti. (9, s. 76.)

TAULUKKO 14. Harja- ja kuvetaittoisten kattojen painekertoimet (9, s. 76)

Kaltevuuskulma α	Vyöhyke, kun tuulen suunta $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2		+0,2	
							-0,6		-0,6	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0				-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		+0,0	+0,0
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	+0,7		+0,7		+0,4		+0,0		+0,0	
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		+0,0		+0,0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

Kaltevuuskulma α	Vyöhyke, kun tuulen suunta $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	

Sisäpintojen painekuormat

Sisäpintojen painekuormien summa lasketaan kaavalla 15 (9, s. 46).

$$F_{w,e} = \sum w_i * A_{ref}$$

KAAVA 15

$w_i = q_p(z_i) * c_{pi}$ = yksittäiseen sisäpintaan kohdistuva paine

z_i = nopeuspaineen tarkastelukorkeus

c_{pi} = sisäisen paineen kerroin

A_{ref} = rakenneosan tuulenpaineen vaikutusala

Rakennukseen vaikuttavan kokonaistuulikuorman laskennassa sisäpintojen paineiden resultanttivoima on 0 vastakkaisten pintojen paineiden kumotessa toisensa. Sisäpuolinen paine tulee kuitenkin huomioida esimerkiksi yksittäisen pilarin vastaanottamien tuulikuormien määrittämisessä. Nopeuspainekorkeuden z_i arvona käytetään niiden aukkojen, joiden takia sisäpuolista painetta syntyy, korkeusasemaa. Umpiseinäisessä rakennuksessa sisäisen paineen kerroin riippuu rakennuksen aukkosuhteesta. Aukoiksi luetaan avoimet ikkunat, venttiilit, ilma-
vuodot ikkunoiden ja ovien liitoksista ja vaipan perusläpäisevyys. (2, s. 161; 9, s. 86.)

Jos rakennuksen jollakin sivulla olevien aukkojen yhteenlaskettu pinta-ala on vähintään kaksinkertainen muilla sivuilla oleviin aukkoihin nähden, pidetään sivua määräävänä, jolloin sisäisen paineen kerroin lasketaan määräävän sivun aukkojen kohdalla vaikuttavan ulkoisen paineen mukaan. Kun määräävällä sivulla olevien aukkojen ala on kaksinkertainen muiden sivujen aukkojen yhteenlaskettuun ala nähden, lasketaan sisäpuolen painekerroin kaavalla 16. (2, s. 161-162, 176.)

$$c_{pi} = 0,75 * c_{pe}$$

KAAVA 16

c_{pe} = ulkoisen paineen kerroin

Määräävän sivun aukkojen alan ollessa vähintään kolminkertainen muiden sivujen aukkojen ala nähden, lasketaan sisäpuolen painekerroin kaavalla 17. Kun aukkopinta-ala määräävällä sivulla on alle kolminkertainen, interpoloidaan väliarvot lineaarisesti. (2, s. 162; 9, s. 88.)

$$c_{pi} = 0,90 * c_{pe}$$

KAAVA 17

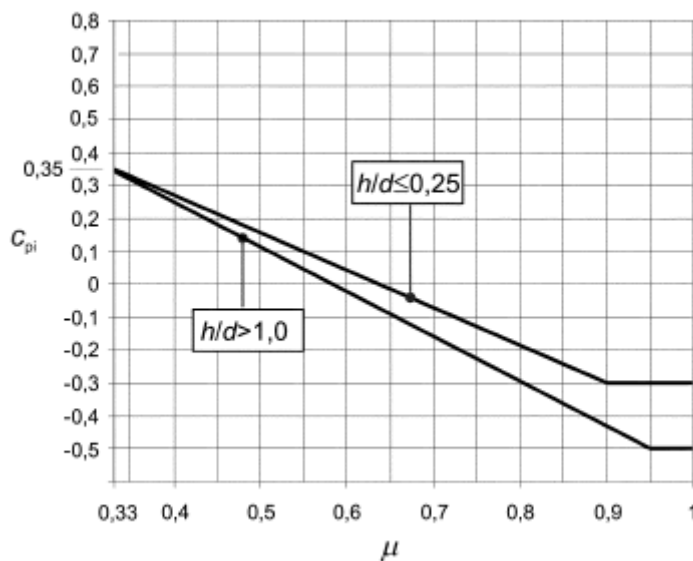
c_{pe} = ulkoisen paineen kerroin

Ulkopuolisen paineen kertoimena kaavoissa 16 ja 17 käytetään määräävällä sivulla aukkojen korkeudella olevaa painekerrointa. Jos aukot sijaitsevat usealla eri vyöhykkeellä, käytetään painekertoimen arvona painotettua keskiarvoa. Kun määräävää sivua ei ole, määritetään sisäpuolen painekerroin rakennuksen kor-

keuden ja tuulensuuntaisen sivun mitan suhteen ja aukkosuhteen μ avulla. Sisäpuolen painekerroin riippuu siis aina tarkastelutuulensuunnasta. Aukkosuhde lasketaan kaavalla 18. (9, s. 88-90.)

$$\mu = \frac{\sum \text{niiden aukkojen pinta-ala, joiden kohdalla } C_{pe} \text{ on negatiivinen tai } -0,0}{\sum \text{kaikkien aukkojen pinta-ala}} \quad \text{KAAVA 18}$$

Aukkosuhde voidaan laskea myös sivusuhteen b/d avulla, kun sivuilla on samansuuruinen ilmanläpäisevyys. Rakennuksen korkeuden h ja tuulensuuntaisen sivun pituuden d suhteen sekä aukkosuhteen perusteella sisäisen paineen kerroin saadaan kuvasta 11. Pohjaltaan lähes neliömäisille rakennuksille, joiden sivuilla on samankaltainen ilmanläpäisevyys, tai kun aukkosuhdetta ei voida tarkkaan arvioida, voidaan käyttää suoraan sisäisen paineen kertoimena arvoa -0,3, tai +0,2 sen mukaan, kumpi tuottaa vaarallisemman vaikutuksen kuormitusyhdistelmässä. (2, s. 162-163; 9, s. 88-90.)



KUVA 11. Sisäisen paineen kerroin aukkosuhteen ja rakennuksen mittojen perusteella (9, s. 88)

Tuulensuuntaisten pintojen kitkakuormat

Tuulen suuntaisten pintojen kitkavoimien vaikutusta ei tarvitse huomioida, jos tuulta vastaan kohtisuorien ulkopintojen yhteenlaskettu summa on yli neljäsosa tuulen suuntaisten ulkopintojen alasta. Tuulensuuntaisten pintojen kitkakuorma lasketaan kaavalla 19. (9, s. 46.)

$$F_{fr} = C_{fr} * q_p(z_e) * A_{fr}$$

KAAVA 19

C_{fr} = pinnan karkeudesta riippuva kitkakerroin

$q_p(z_e)$ = puuskanopeuspaine määrittäyskorkeudella

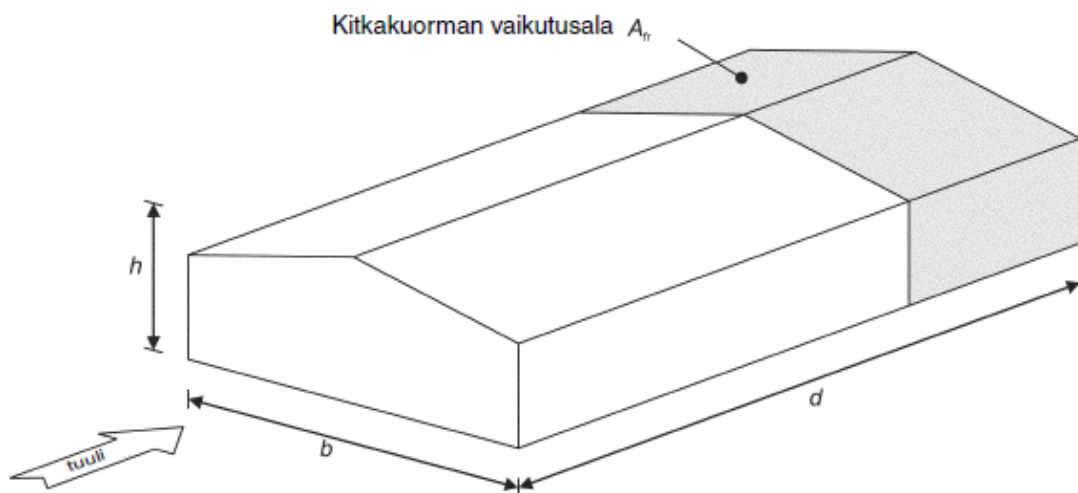
A_{fr} = kitkan vaikutusalueen pinta-ala

Kitkakerroin valitaan taulukosta 15. Kitkakertoimen valintaan vaikuttavat pinta-materiaalin ja sen kuviointin lisäksi myös tuulikitkan vaikutusalueella olevat kohoumat julkisivussa. (2, s. 169.)

TAULUKKO 15. Pinnan karkeudesta riippuvat kitkakertoimet (9, s. 110)

Pinta	Kitkakerroin C_{fr}
Sileä (eli teräs, sileä betoni)	0,01
Karhea (eli karhea betoni, bitumihuopa)	0,02
hyvin karhea (eli aalto-, ripa- tai poimuprofilointi)	0,04

Kun tuulen kitka täytyy huomioida mitoituksessa, sen vaikutusalueena käytetään umpinaisissa rakennuksissa kuvan 12 mukaista aluetta. Tuulensuuntaisista ulkopinnoista vähennetään tuulenpuoleisesta päädyistä alue, jonka pituus tuulen suunnassa on pienempi arvoista $2b$ ja $4h$. (9, s. 110.)



KUVA 12. Kitkakuorman vaikutusala umpinaisissa rakennuksissa (9, s. 112)

2.5 Kuormitusyhdistelmät

Kuormitusyhdistelmillä huomioidaan kaikki eri kuormitukset, jotka voivat vaikuttaa samanaikaisesti. Kun huomioidaan kaikki mitoitettavaan rakenteeseen vaikuttavat kuormitukset, erilaisia kuormitusyhdistelmiä voi tulla kymmeniä. Rakenteet mitoitetaan erikseen sekä murtorajatilan että käyttörajatilan kuormitusyhdistelmille. (1, s. 52; 2, s. 36.)

2.5.1 Murtorajatila

Murtorajatiloja ovat käyttäjien turvallisuuteen, rakenteiden kestävyys ja tasapainoon liittyvät rajatilat. Talonrakentamisessa yleisesti käytettäviä eurokoodin mukaisia murtorajatiloja ovat

- EQU: Rakenteen tai sen osan staattisen tasapainon menetys
- STR: Rakenteen murtuminen tai liian suuri siirtymätila, kun rakennusmateriaalin lujuus on määräävä
- GEO: Maan pettäminen tai liian suuri siirtymätila
- FAT: Rakenteen tai rakenneosien väsymismurtuminen.

Jokaiselle murtorajatilalle ovat omat kuormitusyhdistelykaavansa. Murtorajatilojen kuormitusyhdistelmissä rajatilaa FAT lukuun ottamatta rakennuksen seuraamusluokka vaikuttaa mitoituskuormien suuruuteen kuormakertoimella K_{FI} . Rakennukset jaetaan kolmeen seuraamusluokkaan sen perusteella, kuinka suuret seuraamukset rakenteen vaurioitumisella olisi. Seuraamusluokkien kuvaukset ovat taulukossa 16. (2, s. 39, 55-56.)

TAULUKKO 16. Seuraamusluokkien kuvaukset (10, s. 1)

Seuraamusluokka	Kuvaus	Rakennuksia sekä rakenteita koskevia esimerkkejä
CC3	Suuret seuraamukset ihmishenkien menetysten tai hyvin suurten taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Rakennuksen kantava runko ¹⁾ jäykistävine rakennusosineen sellaisissa rakennuksissa, joissa usein on suuri joukko ihmisiä kuten <ul style="list-style-type: none"> • yli 8-kerroksiset ²⁾ asuin-, konttori- ja liikerakennukset • konserttisali, teatterit, urheilu- ja näyttelyhallit, katsomot • raskaasti kuormitettut tai suuria jännevälejä sisältävät rakennukset Erikoisrakenteet kuten esim. suuret mastot ja tornit Luiskat sekä penkereet ja muut rakenteet hienorakeisten maalajien alueilla siirtymien haittavaikutuksille herkissä ympäristöissä
CC2	Keskisuuret seuraamukset ihmishenkien menetysten tai merkittävien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Rakennukset ja rakenteet, jotka eivät kuulu luokkiin CC3 tai CC1
CC1	Vähäiset seuraamukset ihmishenkien menetysten tai pienten tai merkityksettömien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	1- ja 2-kerroksiset rakennukset, joissa vain tilapäisesti oleskelee ihmisiä kuten esim. varastot Rakenteet, joiden vaurioitumisesta ei aiheudu merkittävää vaaraa kuten <ul style="list-style-type: none"> – matalalla olevat alapohjat ilman kellaritiloja – ryömintätilaiset vesikatot, kun yläpohja on varsinainen kantava rakenne – sellaiset ulko- ja väliseinät, ikkunat, ovet ja vastaavat, joihin pääasiassa kohdistuu ilman paine-eroista aiheutuva sivuttaiskuormitus ja jotka eivät toimi kantavan tai jäykistävän rungon osana – standardin SFS-EN 1993-1-3 rakenneluokkien (structural class) II ja III muotolevyrakenteet. – standardin SFS-EN 1993-1-3 rakenneluokan (structural class) I muotolevyrakenteet levyyn taivutusta aiheuttaville pintaa vasten kohtisuorille kuormille ³⁾.

¹⁾ ylä- ja välipohjat kuuluvat kuitenkin luokkaan CC2 elleivät ne toimi koko rakennusta jäykistävänä rakenteena. Rakennuksen koostuessa erilaisista toisistaan riippumattomista rakennusosista määritetään kunkin osan seuraamusluokka erikseen.
²⁾ kellarikerrokset mukaan luettuina.
³⁾ ei koske kuormituksia, jotka syntyvät, kun muotolevyrakenteita käytetään siirtämään levytason suuntaisia leikkausvoimia (levyvaikutuksen hyväksikäyttö) tai normaalivoimia.

Seuraamusluokassa CC3 kertoimen K_{FI} arvo on 1,1, luokassa CC2 1,0 ja luokassa CC1 0,9. Tapauksissa, joissa pysyvien kuormien vaikutukset ovat mitoituksen kannalta edullisia, kuormakerrointa ei käytetä. (2, s. 52-53.)

Kuormitusyhdistelmät muodostetaan siten, että yhdistelmässä on pysyvien kuormien lisäksi määräävä muuttuva kuorma tai onnettomuuskuorma ja lisäksi muut mahdollisesti samanaikaisesti vaikuttavat muuttuvat kuormat yhdistelykertoimella ψ kerrottuna. Määräävänä muuttuvana kuormana tarkastellaan erikseen kaikkia kuormitusyhdistelmän kuormia. Murtorajatilamitoituksessa kuormakertoimen lisäksi kuormien ominaisarvoja kasvatetaan kuormien osavarmuusluvuilla. Kuormien yhdistelykertoimien arvot on esitetty taulukossa 1, sivulla 12. Murtorajatiloja tarkastellaan tarkemmin seuraavissa, rakenteiden mitoitusta käsittelevissä luvuissa. (1, s. 78; 2, s. 38-41.)

2.5.2 Käyttörajatila

Käyttörajatiloja ovat rakenteen käyttökelpoisuudelle asetetut rajat, jotka jaetaan palautuviin ja palautumattomiin rajatiloihin. Käyttörajatiloihin luokitellaan rakenteen tai rakenneosan toimintaan, käyttäjien mukavuuteen ja rakennuksen ulkonäköön vaikuttavat rajatilat. Näitä rajatiloja voivat olla esimerkiksi rakenteen liialliset taipumat tai vaakasiirtymät, käyttäjille epämukavuutta aiheuttavat värähtelyt ja kielteisesti ulkonäköön ja rakennuksen säilyvyyteen vaikuttavat vauriot. (1, s. 54; 2, s. 42.)

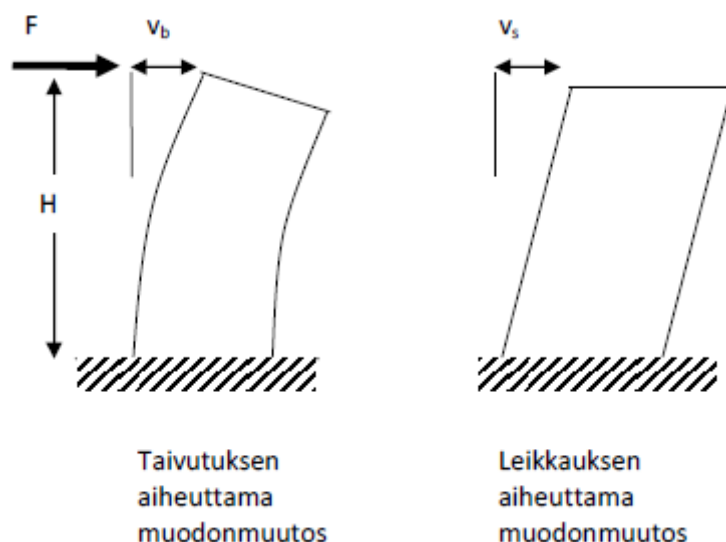
Käyttörajatilojen kuormitusyhdistelmissä käytetään murtorajatilamitoituksesta poiketen kuormien ominaisarvoja eikä kuormakerrointa käytetä. Käyttörajatilamitoituksessa käytetään kuitenkin murtorajatilamitoituksen tapaan kuormien yhdistelykertoimia muuttuville kuormille. (2, s. 44.)

Käyttörajatilankuormitusyhdistelmiä on kolmenlaisia: ominaisyhdistelmä, tavallinen yhdistelmä ja pitkäaikaisyhdistelmä. Ominaisyhdistelmää käytetään yleensä palautumattomille rajatiloille, kuten kriittisen jännitystason ylityksestä aiheutuvat jännityksen suuntaiset halkeilut betonirakenteissa. Tavallista yhdistelmää käytetään yleensä palautuville rajatiloille, eli rajatiloille, jonka ylityksestä ei jää pysyviä vaikutuksia rakenteeseen, kun kuormat poistetaan. Pitkäaikaisyhdistelmää käytetään esimerkiksi rakennuksen ulkonäköön vaikuttavien rajatilojen tarkastelussa. (1, s. 96; 2, s. 44; 11, s. 117.)

3 JÄYKISTYSJÄRJESTELMÄT

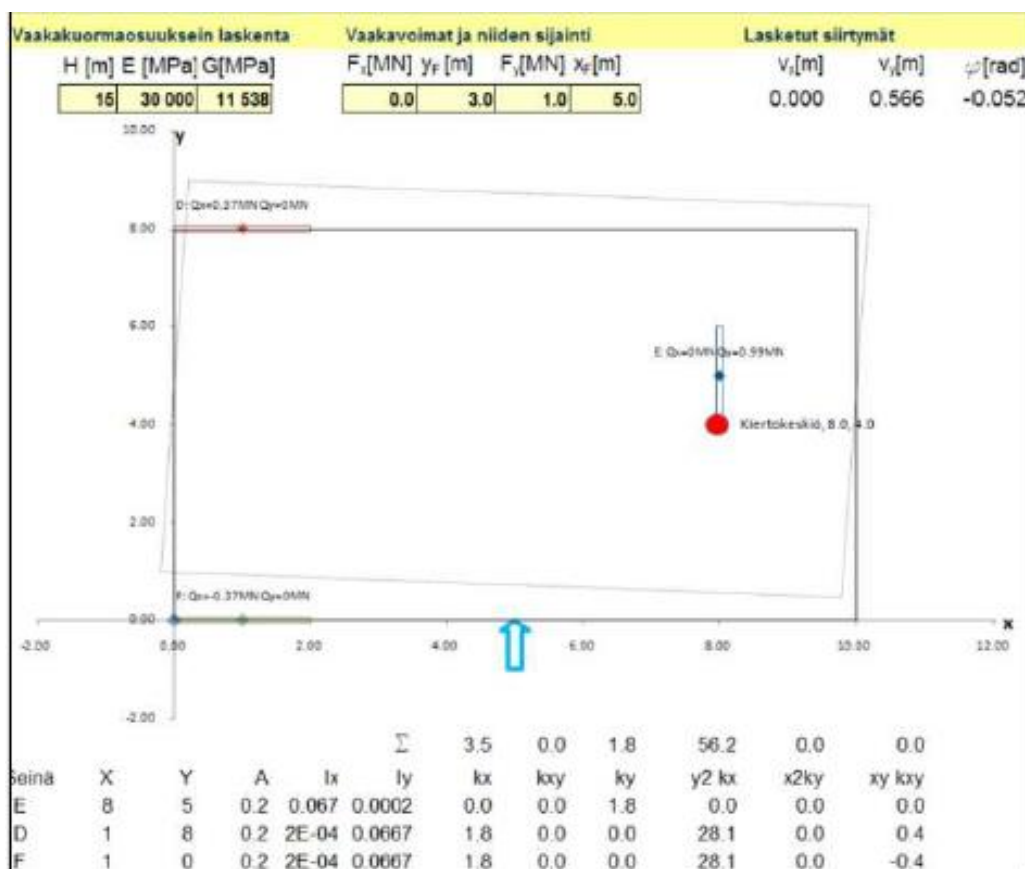
Rakennuksen jäykistyksellä tarkoitetaan rakennukseen kohdistuvien vaakakuormituksen siirtämistä perustusten kautta maapohjaan. Jäykistysjärjestelmän tulee pystyä ottamaan vastaan sekä siirtämään kuormat ilman, että sen osien kapasiteetti ylittyy millään mahdollisella kuormitusyhdistelmällä. Kuormien reitti kuormituksen vastaanottavalta rakenteelta maapohjaan asti tulee pystyä osoittamaan. Järjestelmän tehtävänä on myös varmistaa, ettei rakenne kaadu eikä rakenteeseen tai sen osiin kohdistu liian suuria muodonmuutoksia ja siirtymiä. Jäykistykseen toiminta tulee varmistaa rakennusvaiheessa, normaalissa käyttötilanteessa ja onnettomuustilanteissa. (3, s. 2; 12, s. 179-180.)

Mastomaisen rakenneosan jäykkyys muodostuu taivutus- ja leikkausjäykkyydestä. Kuvassa 13 esitetään taivutuksen ja leikkauksen aiheuttamat muodonmuutokset mastossa. Jäykistysosan suhteellisesta jäykkyydestä riippuu sen ottama osuus vaakakuormista. Kun kaikkien jäykistysosien kimmomoduuli on sama, riippuu suhteellinen jäykkyys jäykistysosan neliömomentista vaikuttavan voiman suunnassa. Pitkillä seinillä, joiden vaakavoiman suuntainen pituus on yli 2 kertaa seinän korkeus, suhteellinen jäykkyys riippuu seinän poikkileikkausalasta. (3, s. 26; 12, s. 180-181.)



KUVA 13. Pistekuorman kuormittaman maston muodonmuutokset (3, s. 26)

Jäykistävien osien sijainti kannattaa valita niin, että ne kaikki kuormittuvat mahdollisimman tasaisesti vaakavoimien vaikuttaessa kummassa tahansa rakennuksen poikkileikkauksen pääsuunnassa. Kun väli- tai yläpohja toimii jäykkänä levynä, on kerroksen jäykistävillä rakenteilla kiertokeskiö, jonka kautta kulkeva vaakakuormien resultantti ei aiheuta vääntöä. Kun jäykistäviä osia ei pystytä sijoittamaan siten, että vaakakuormien resultantti kulkee kiertokeskiön kautta, jäykistävien osien suhteellinen siirtymä on suoraan verrannollinen rakennuksen ja jäykistysosan kiertokeskiöiden etäisyyteen. Kuva 14 havainnollistaa jäykistävien seinien sijainnin vaikutusta kiertokeskiön sijaintiin. (3, s. 2; 12, s. 180-181.)



KUVA 14. Jäykistysosien sijainnin vaikutus kiertokeskiöön (3, s. 32)

Kuten muutkin rakenteet, jäykistävät rakenteet tulee mitoittaa sekä murto- että käyttörajatilassa. Murto-rajatilamitoituksessa tarkastetaan koko rakennuksen staattinen tasapaino, kappaleen tai sen osan tasapaino ja stabiilius, siirtymätila,

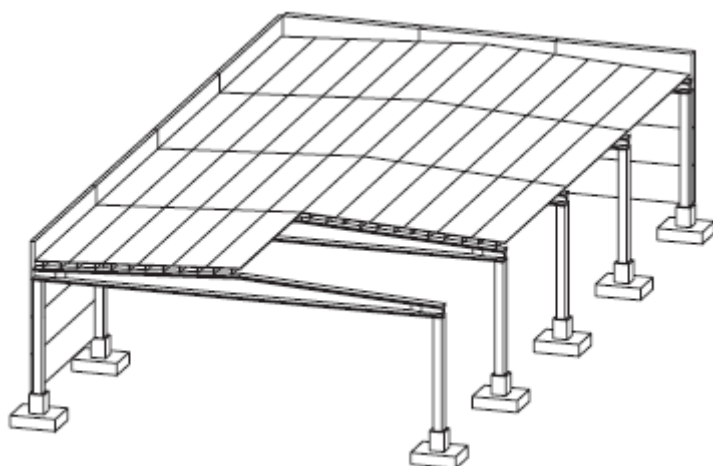
rakenteen muuttuminen mekanismiksi ja ajasta riippuva vaurioituminen. Betoni-rakenteisten jäykistysjärjestelmien tarkasteltavia käyttörajatiloja ovat jännitysten, halkeamaleveyden ja taipuman rajoittaminen. (3, s. 7.)

Jäykistys voidaan toteuttaa monella eri menetelmällä. Jäykistystavan valintaan vaikuttavat esimerkiksi rakennuksen koko, mittasuhteet ja käyttötarkoitus. Myös kohteen arkkitehtuuri vaikuttaa jäykistysjärjestelmien soveltuvuuteen. Eri jäykistystapojen yhdistelmää voidaan myös käyttää edullisimman ratkaisun saavuttamiseksi. (3, s. 9, 13, 23.)

3.1 Mastopilarijäykistys

Mastojäykistys voidaan toteuttaa mastopilareilla, mastoseinillä tai jäykistystor-neilla. Mastojäykisteet ottavat vaakavoimien lisäksi vastaan ainakin osan raken-nuksen pystykuormista. Yksikerroksisissa hallirakennuksissa, joita opinnäytetyö käsittelee, mastopilarijäykistys on tavanomaisin vaihtoehto. Mastopilarijäykistys soveltuu enintään kolmikerroksisiin rakennuksiin. Mastopilarit toimivat alapääs-tään jäykästi perustuksiin kiinnitettyinä ulokepalkin tavoin. Tuulikuormat siirtyvät mastopilareille suoraan ulkoseinärakenteiden välityksellä, ja jäykät väli- ja ylä-pohjatasot jakavat vaakakuormat pilareille niiden jäykkyyksien suhteessa. (3, s. 14.)

Yksikerroksisissa mastopilarijäykisteisissä rakennuksissa rakennuksen lyhyem-män sivun suuntaisesti samalla linjalla olevat mastopilarit muodostavat tavan-omaisesti kehän, jossa palkit yhdistävät pilarit toisiinsa. Pilarin ja palkin liitos to-teutetaan nivelellisenä. Tällöin kehän suuntaiset vaakakuormitukset jakaantuvat pilareille niiden jäykkyyksien suhteessa. Kehää vastaan kohtisuorat vaakakuor-mitukset jakautuvat kaikille pilareille vain siinä tapauksessa, että väli- tai yläpoh-jarakenne toimii jäykkänä levynä tai voimien siirtoon käytetään erillisiä tuulisiteitä. Kuvassa 15 on esimerkki mastopilarijäykistetyn hallin rakenteista. (12, s. 528; 13, s. 11-12.)



KUVA 15. Mastopilarijäykistetty hallirakennus (13, s. 12)

Mastopilarit ovat hoikkia rakenteita, joten vaakakuormista ja kuormien epäkeskisyydestä aiheutuvat pilarin yläpään vaakasiirtymät aiheuttavat pystykuormille lisäepäkeskisyyden ja sitä kautta lisätaipumia pilarille. Tästä syystä toisen kertaluvun rasitukset on tärkeä huomioida mitoituksessa. Koska mastopilarit ovat sekä kantavia että jäykistäviä rakenteita, on pilarikoko suurempi kuin muilla tavoilla jäykistetyissä rakennuksissa. (3, s. 10, 14.)

3.2 Mastoseinäjäykistys

Mastoseinäjäykistys soveltuu mastopilarijäykistyksestä poiketen myös korkeampiin rakennuksiin. Mastoseinät toimivat mastopilarien tapaan ulokkeina, joille jäykät tasot siirtävät vaakakuormitukset. Jäykistystavan etuna on se, että vaakavoiman suuntaisen seinän taivutusjäykkyys on huomattavasti suurempi kuin pilarilla, joten jäykistävien rakenneosien määrä voidaan pitää pienenä. (3, s. 15-16.)

Kun vaakavoimat otetaan vastaan mastoseinillä, voidaan pelkästään pystykuormia kantavat rakenteet toteuttaa poikkileikkauksiltaan pienempinä. Jäykistävien seinien sijoittelussa täytyy huomioida symmetrian lisäksi se, että seinälle saadaan riittävästi pystykuormaa niin, että seinä on täysin puristettu. Jos vetoa syntyy, täytyy vetovoimat viedä maapohjaan asti. (3, s. 15-16.)

3.3 Jäykistystornit

Jäykistystornit muodostuvat yhteen liitetyistä mastoseinistä. Liittymät täytyy mitoittaa liitoksissa vaikuttaville leikkausvoimille. Jäykistystornin taivutusjäykkyys voi olla monta kertaa suurempi kuin sen muodostamien seinien yhteenlaskettu taivutusjäykkyys. Korkeissa rakennuksissa vaakasiirtymät saadaan hyvin hallintaan jäykistystorneja käyttämällä. Talonrakentamisessa hissikuilut ja porrashuoneiden seinät toimivat usein jäykistystorneina. Jäykistys toteutetaan usein mastoseinien ja jäykistystornien yhdistelmällä. (3, s. 17-18.)

3.4 Kehäjäykistys

Jäykistyskehä muodostuu nivelellisesti tai jäykästi perustuksiin kiinnittyvistä pila-reista ja palkeista tai laatasta. Kehän nurkat voidaan toteuttaa jäykkinä tai osittain jäykkinä. Kehäjäykistystä voidaan käyttää yhdessä esimerkiksi levy- tai ristikko-jäykistyksen kanssa siten, että kehäjäykistys toimii vain rakennuksen toisessa suunnassa. Elementtitekniikalla valmistettujen kehien liitokset muodostuvat usein monimutkaisiksi. (3, s. 18-19.)

3.5 Levyjäykistys

Levyjäykisteisissä rakennuksissa väli- ja yläpohjatasorakenteet toimivat jäykkinä levyinä, jotka jakavat vaakakuormitukset jäykisteille niiden sijaintien ja jäykkyysien mukaan. Vaakakuormat siirretään rungon aukkoihin sijoitetuilla levyjäykisteillä leikkausvoimina rakenteiden kautta perustuksille. (3, s. 20.)

Monikerroksisissa rakennuksissa levyjäykisteet kannattaa sijoittaa päällekkäin, ettei jäykisteiden siirtämiä vaakasuuntaisia leikkausvoimia tarvitse siirtää tasossa. Jos levyjäykistystä käytetään ainoana jäykistystapana, tulee levyjäykisteitä olla rungon molemmissa pääsuunnissa. Tasossa tulee olla vähintään kolme levyjäykistettä, ja niiden akselit eivät saa leikata samassa pisteessä. (3, s. 20.)

3.6 Ristikkojäykistys

Ristikkojäykistys toimintaperiaate on samanlainen kuin levyjäykistyksellä, mutta levyjen sijasta vaakavoimat siirtyvät veto- ja puristussauvojen välityksellä. Jäykistysristikot voivat olla osa kantavaa runkorakennetta tai oma erillinen osansa. Kun ristikkojäykistys on osa pystykuormia kantavaa rakennetta, toimii myös runko osana ristikkoa. Esimerkiksi pilarit tai seinät voivat toimia ristikon paarteina, jolloin ristikon diagonaaleina toimivilta veto- ja puristussauvoilta siirtyvät vaakavoimat aiheuttavat paarteille momentin, josta seuraava lisänormaali-voima tulee huomioida mitoituksessa. (3, s. 21-23.)

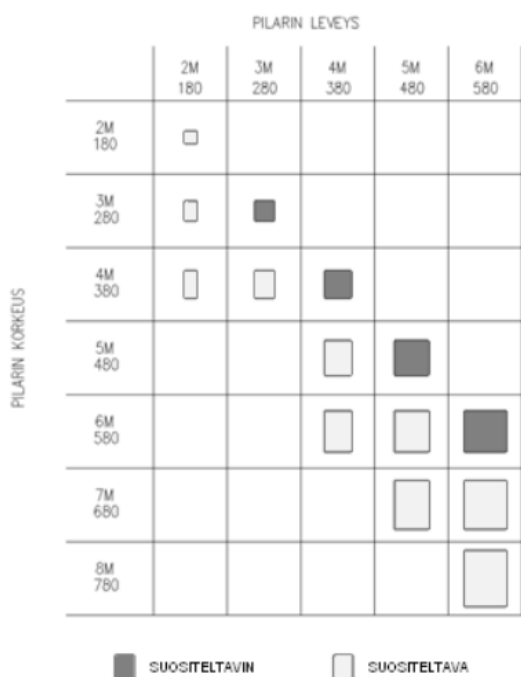
Kantavilta pystyrakenteilta voi tulla myös mitoituksessa huomioitavia lisäkuormituksia diagonaaleille vaakarakenteiden painumista tai esimerkiksi betonipilarien kutistumisen takia. Erillisiä jäykistysristikoita voidaan käyttää rakennusaikaiseen jäykistämiseen, kun lopullinen jäykistysjärjestelmä ei vielä toimi, esimerkiksi ennen kuin betonin lujuus on kehittynyt riittävästi. (3, s. 21-23.)

4 MASTOPILARIN MITOITUS

Pilarit toimivat rakennuksen pystykuormia kantavina rakenteina. Koska todellisuudessa kuormituksiin liittyy aina epäkeskisyyttä kuorman sijainnin ja pilarin mitaepätarkkuuden takia, aiheuttaa normaalivoima pilarille myös taivutusta. Tästä syystä teräsbetonipilarit tulee aina mitoittaa normaalivoiman ja taivutuksen yhdistelmälle. Mastopilareiden tapauksessa taivutusrasituksen osuus kokonaiskuormituksesta on suuri, koska mastopilarit toimivat aina sekä kantavina että jäykistävinä rakenneosina. (14, s. 97, 102.)

4.1 Mittojen valinta

Pilareiksi luokiteltavilla pystyrakenteilla poikkileikkauksen sivusuhte on enintään 4- ja pituus on vähintään 3-kertainen pidempään sivumittaan verrattuna. Jos ehdot eivät täyty, pidetään rakennetta seinänä. Jäykistetyissä rakenteissa tulisi ensisijaisesti käyttää neliöpilareita, mutta vaakakuormitetuille pilareille suorakaidepoikkileikkaus voi tulla kysymykseen. Kuvassa 16 on esitetty suositeltavat pilari-koot, joista suositeltavimmat on tummennettu. Myös pyöreitä pilareita voidaan käyttää. (15.)



KUVA 16. Pilarien mittasuositukset (15)

Pilarin mittojen tarkempaan valintaan alustavassa mitoituksessa ei ole olemassa kaavoja, vaan mitat valitaan kokeilemalla. Pilarin betonin lujuuden ja raudoituksen määrän lisäys on edullisempaa kuin sivumittojen kasvattaminen. (12, s. 418; 15.)

4.2 Rakenneanalyysi

Kun rakennejärjestelmä on valittu, kuormitukset selvitetty ja rakenteiden alustavat mitat valittu, seuraava vaihe mastopilarin mitoituksessa on rakenneanalyysi, jossa selvitetään rakenteen voimasuurejakaumat eri kuormitusyhdistelmillä. Rakenteellinen kestävyys lasketaan rakenneanalyysistä saaduille voimasuureille. Mastopilareilla suurimmat kuormitukset kohdistuvat pilarin juureen. Pilareiden tapauksessa kriittisin kuormitusyhdistelmä on yleensä joko suurimman taivutusmomentin ja sitä vastaavan normaalivoiman tai pienimmän normaalivoiman ja sitä vastaavan taivutusmomentin yhdistelmä. Myös suurimman normaalivoiman ja sitä vastaavan taivutusmomentin yhdistelmä voi olla määräävä. (11, s. 53; 14, s. 128.)

Vaakakuormien aiheuttaman momentin lisäksi murtorajatilamitoituksessa tulee huomioida kuormien sijainnin ja rakenteen mittapoikkeamien epäedulliset vaikutukset. Nämä vaikutukset otetaan huomioon kaavalla 20 laskettavan vinouden θ_i avulla. (11, s. 54-55.)

$$\theta_i = \theta_0 * \alpha_h * \alpha_m \quad \text{KAAVA 20}$$

θ_0 = vinouden perusarvo, suositus = 1/200

$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}}; \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1$ = pituuteen tai korkeuteen perustuva pienennyskerroin

l = pituus tai korkeus (m)

$\alpha_m = \sqrt{0,5(1 + \frac{1}{m})}$ = rakenneosien määrään perustuva pienennyskerroin

m = kokonaisvaikutuksen aiheuttavien pystyrakenneosien määrä

Mittaepätarkkuuksista aiheutuva lisämomentti voidaan laskea erillispilareille kahdella tavalla: laskemalla pystykuormille epäkeskisyys tai asettamalla lisävaakavoima kohtaan, jossa se antaa epäedullisimman vaikutuksen. Molemmilla tavoilla

laskettaessa lisämomentti on samansuuruinen momentin maksimikohdassa. Kuorman epäkeskisyys e_i lasketaan kaavalla 21. (11, s. 55.)

$$e_i = \theta_i * l_0 / 2$$

KAAVA 21

l_0 = pilarin nurjahduspituus

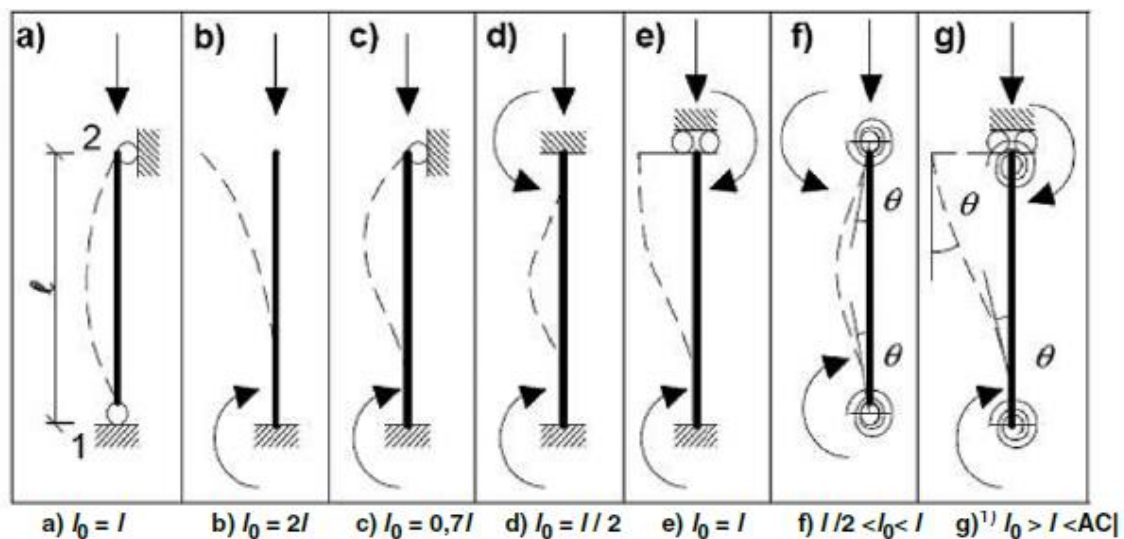
Lisävaakavoima H_i lasketaan jäykistämättömissä rakenneosissa kaavalla 22 (11, s. 55).

$$H_i = \theta_i * N$$

KAAVA 22

N = normaalivoima

Pilarin nurjahduspituus riippuu pilarin päiden tuennasta ja liittyvien rakenteiden jäykkyydestä. Esimerkkejä sauvojen nurjahdusmuodoista ja niitä vastaavista nurjahduspituuksista on kuvassa 17. (11, s. 65.)



KUVA 17. Pilarien nurjahdusmuodot ja -pituudet (11, s. 65)

Nurjahduspituudella tarkoitetaan molemmista päistään niveltuetun sauvan, jolla on sama nurjahduskuorma kuin tarkasteltavalla sauvalla, pituutta. Käytännön mitoituksessa molemmista päistä nivelellisesti kiinnitettyä pilaria lukuun ottamatta pilarin tehollinen pituus on suurempi kuin kuvassa 17 esitetty nurjahduspituus, koska tuennat eivät koskaan ole täysin jäykkiä. Mastopilareiden ja muiden jäykistämättömien kehien pilareiden nurjahduspituudet voidaan laskea kaavalla 23. (14, s. 118-119; 16, s. 4-5.)

$$l_0 = L * \max(a, b)$$

KAAVA 23

$$a = \sqrt{1 + 10 * \frac{k_1 * k_2}{k_1 + k_2}}$$

$$b = \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) * \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right)$$

Kaavassa k_1 ja k_2 ovat pilarin päiden kiertymäjoustavuuksien suhteelliset arvot. Lukuarvo 0 vastaa täysin jäykkää kiinnitystä ja nivelellisesti kiinnittyvällä päällä arvo on ∞ . Jäykälle kiinnitykselle suositeltava kiertymäjoustavuuden minimiarvo on eurokoodin mukaan 0,1. Mastopilarin yläpään kiertymäjoustavuuden arvon ollessa ääretön ja alapään jäykän liitoksen arvon ollessa 0,1 saadaan teholliseksi pituudeksi noin 2,18 kaavan 23 lausekkeella b. Kiertymäjoustavuuden arvot voidaan laskea kaavalla 24, jos rakenteesta on tehty analyysi, josta saadaan pilarin pään momenttia vastaava kiertymä selville. (11, s. 66; 14, s. 119-120.)

$$k = \frac{\theta}{M} * \frac{EI}{L}$$

KAAVA 24

θ = pilarin pään ja siihen kiinnittyvien rakenteiden momenttia M vastaava kiertymä

EI = pilarin taivutusjäykkyys

L = pilarin pituus

Ilman tarkempaa analyysiä voidaan kiertymäjoustavuudet arvioida pilarin ja siihen liittyvien rakenteiden jäykkyyksien perusteella kaavalla 25 sillä edellytyksellä, että liittymä on suunniteltu jäykäksi. Kaavassa palkin taivutusjäykkyytenä käytetään 0,5-kertaista halkeilemattoman palkin taivutusjäykkyyttä. (14, s. 120.)

$$k = \frac{\sum \frac{EI_c}{L_c}}{\sum \frac{EI_b}{L_b}}$$

KAAVA 25

EI_c = liitokseen liittyvän pilarin taivutusjäykkyys

L_c = pilarin pituus

EI_b = liitokseen liittyvän palkin taivutusjäykkyys

L_b = palkin pituus

Pilarin päiden ensimmäisen kertaluvun taivutusmomentit murtorajatilassa lasketaan rakenneanalyyseistä saatujen momenttien $M_{ylä}$ ja M_{ala} ja mittaepätarkkuuk-

sista johtuvan lisän M_i summana. Puristusvoiman epäkeskisyydelle e_0 on annettu eurokoodissa vähimmäisarvo, joka lasketaan kaavalla 26. Kun ensimmäisen kertaluvun taivutusmomentti jää pienemmäksi kuin vähimmäisepäkeskisyyden aiheuttama momentti, käytetään mitoituksessa vähimmäisepäkeskisyyden mukaan laskettua momenttia. (11, s. 82; 14, s. 129-130.)

$$e_0 = \max(h/30, 20 \text{ mm})$$

KAAVA 26

h = poikkileikkauksen korkeus

Jäkistämättömälle pilarille ensimmäisen kertaluvun momentti M_{0Ed} lasketaan kaavalla 27 (14, s. 133-134).

$$M_{0Ed} = M_{02} = \max(M_{ylä}, M_{ala}) + e_i * N_{Ed}$$

KAAVA 27

$M_{ylä}$ = ulkoisista kuormista johtuva taivutusmomentti pilarin yläpäässä

M_{ala} = ulkoisista kuormista johtuva taivutusmomentti pilarin alapäässä

e_i = pystykuorman epäkeskisyyys

N_{Ed} = normaalivoiman mitoitusarvo

4.2.1 Hoikkuus

Pilarin hoikkuudesta riippuu, onko ensimmäisen kertaluvun momentti mitoituksessa käytettävä lopullinen momentti. Hoikkuus kuvaa sitä, kuinka herkästi pilari taipuu. Hoikkiin rakenteisiin aiheutuu taipumasta lisämomenttia, joka tulee huomioida mitoituksessa. Jos pilarin hoikkuusluku λ on alle arvon λ_{lim} , toisen kertaluvun vaikutukset momenttiin voidaan jättää huomiotta. Hoikkuusluku lasketaan kaavalla 28. (11, s. 64-65; 14, s. 123.)

$$\lambda = l_0 / i$$

KAAVA 28

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \text{halkeilemattoman poikkileikkauksen jäyhyyssäde}$$

I = poikkileikkauksen neliömomentti

A = poikkileikkauksen pinta-ala

Rajahoikkuus lasketaan kaavalla 29 (11, s. 64).

$$\lambda_{lim} = 20 * A * B * C * \frac{1}{\sqrt{n}}$$

KAAVA 29

$$A = \frac{1}{1 + 0,2\varphi_{ef}}$$

φ_{ef} = virumisaste

$$B = \sqrt{1 + 2\omega}$$

$\omega = A_s * f_{yd} / (A_c * f_{cd})$ = mekaaninen raudoitussuhde

A_s = pilarin pääraudoituksen pinta-ala poikkileikkauksessa

f_{yd} = raudoituksen myötölujuuden mitoitusarvo

A_c = betonipoikkileikkauksen ala

f_{cd} = betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

$$C = 1,7 - r_m$$

$r_m = M_{01} / M_{02}$ = päätemomenttien suhde

$n = N_{Ed} / (A_c * f_{cd})$ = suhteellinen normaalivoima

Jos virumisastetta ei tunneta, voidaan sen arvona käyttää 2:ta, jolloin A saa arvon 0,7. Raudoitussuhteen ollessa tuntematon voidaan sen arvona käyttää 0,1:tä, jolloin B:n arvoksi tulee 1,1. Jos momenttisuhde on tuntematon, voidaan sen arvona käyttää 1:tä, mikä vastaa vakiomomenttia koko pilarin pituudella. Tällöin C saa arvon 0,7. (16, s. 4.)

4.2.2 Viruminen

Virumisella tarkoitetaan betonissa tapahtuvaa ajasta riippuvaa muodonmuutosta. Virumassa betonin geelihuokosissa oleva vesi poistuu pitkäaikaisen kuormituksen seurauksena ja samalla sementti tiivistyy. Viruman suuruuteen vaikuttavat sekä betonin ominaisuudet että ympäristötekijät. Ohuilla poikkileikkauksilla viruma on suurempaa kuin paksuilla. Erityisesti hoikilla pilareilla viruma lisää taipumaa ja edelleen momenttia. Pilareiden mitoituksessa viruma huomioidaan rajahoikkuuden ja toisen kertaluvun momentin laskennassa kaavalla 30 laskettavan virumisasteen φ_{ef} avulla. (11, s. 67; 12, s. 44-45.)

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot M_{0Eqp} / M_{0Ed}$$

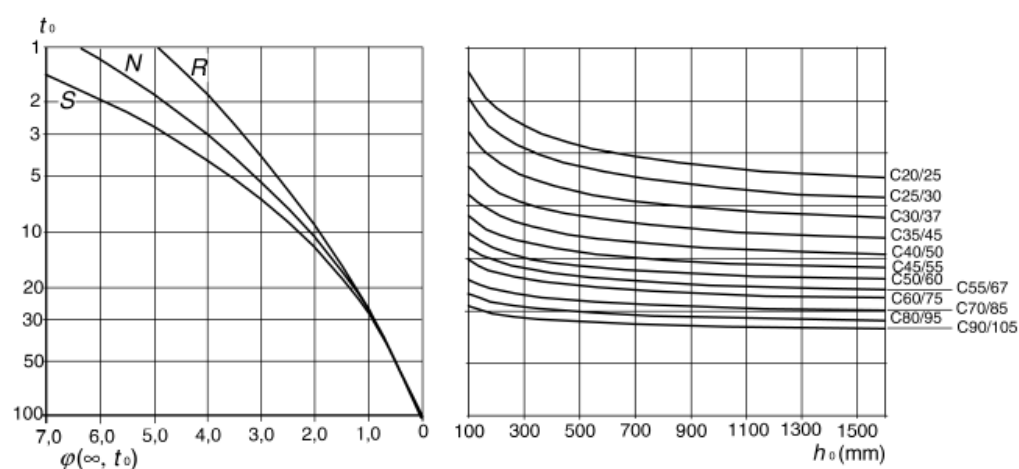
KAAVA 30

$\varphi(\infty, t_0)$ = viruman loppuarvo

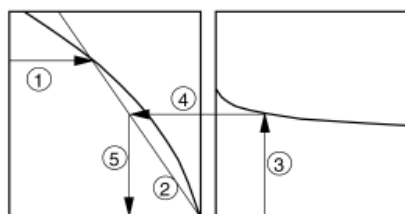
M_{0Eqp} = käyttörajan pitkäaikaisen kuormitusyhdistelmän mukainen taivutusmomentti

M_{0Ed} = taivutusmomentti murtorajatilassa

Viruman loppuarvo määritetään kuvasta 18. Kuvan arvoja voidaan käyttää, kun ympäristön lämpötila on -40 °C ja +40 °C välissä ja suhteellinen kosteus on 40-100 %. (11, s. 32.)

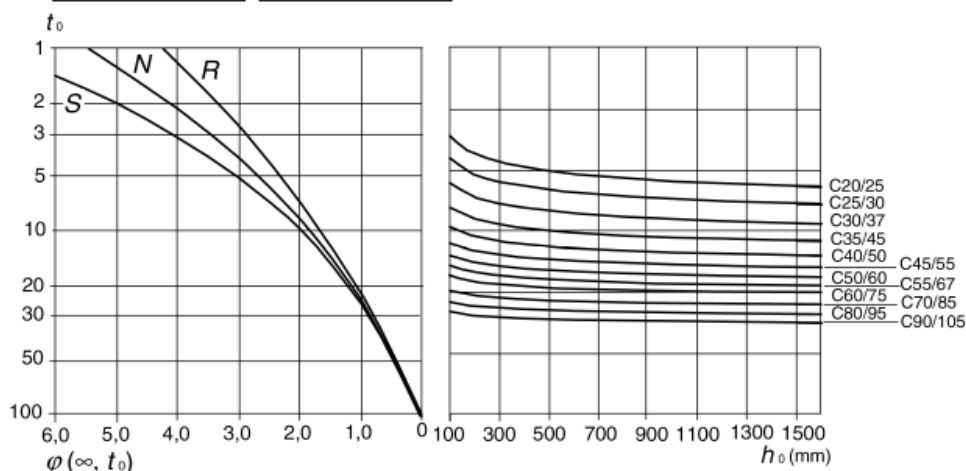


a) sisätilat – suhteellinen kosteus = 50 %



HUOM.

– Käyrien 4 ja 5 välinen leikkauspiste voi olla myös pisteen 1 yläpuolella.
– Kun $t_0 > 100$, saavutetaan riittävä tarkkuus, kun oletetaan $t_0 = 100$ (ja käytetään tangenttiiviivaa).



b) ulkotilat – suhteellinen kosteus = 80 %

KUVA 18. Viruman loppuarvon määrittäminen (11, s. 32)

Kuvassa t_0 on betonin kovettumisaika vuorokausina kuormituksen alkaessa, ja poikkileikkauksen muunnettu paksuus h_0 lasketaan kaavalla 31. Kirjaimet S , N ja R vastaavat eri sementtityyppejä. Kuvasta huomataan kuormituksen aloituksen ajankohdan ja betonin lujuuden suuri vaikutus viruman loppuarvoon. (11, s. 32-33.)

$$h_0 = 2A_c / u$$

KAAVA 31

A_c = betonin poikkileikkausala

u = sen piirin yhteenlaskettu pituus, mistä kuivumista voi tapahtua

4.2.3 Toisen kertaluvun momentti

Hoikkuusluvun ollessa yli rajahoikkuuden tulee mitoituksessa huomioida toisen kertaluvun momentti, jolla tarkoitetaan ensimmäisen kertaluvun momentin aiheuttamasta taipumasta johtuvaa lisämomenttia. Hoikkuuden lisäksi toisen kertaluvun momenttiin vaikuttavat normaalivoiman ja taivutusmomentin suhde, taivutusmomentin jakauma, pilarin raudoitus ja viruma. (14, s. 123.)

Eurokoodissa on annettu kolme tapaa huomioida toisen kertaluvun momentti mitoituksessa. Näistä kaksi, nimellisjäykkyyteen perustuva ja nimelliseen kaarevuuteen perustuva menetelmä soveltuvat käsinlaskentaan. Betonirakenteita koskevassa kansallisessa liitteessä sallitaan molempien menetelmien käyttö. Tässä opinnäytetyössä pilarit mitoitetaan nimellisjäykkyyteen perustuvalla menetelmällä, joten muita menetelmiä ei käydä läpi. (14, s. 124.)

Nimellisjäykkyyteen perustuvassa menetelmässä kokonaismomentti lasketaan ensimmäisen kertaluvun momenttia suurentamalla. Mitoitusmomentti M_{Ed} lasketaan kaavalla 32. (11, s. 70.)

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \left[1 + \frac{\beta}{(N_b/N_{Ed}) - 1} \right]$$

KAAVA 32

M_{0Ed} = ensimmäisen kertaluvun momentti

β = ensimmäisen ja toisen kertaluvun momenttien jakaumasta riippuva kerroin

N_b = nimellisjäykkyyteen perustuva nurjahduskuorma

N_{Ed} = normaalivoiman mitoitusarvo

Usein kertoimelle β voidaan käyttää arvoa 1. Tarkemmin kerroin voidaan laskea kaavalla 33. Kaavaa voidaan käyttää, jos poikkileikkaus on vakio koko pilarin pituudella ja jos normaalivoima on muuttumaton. (11, s. 71; 14, s. 126.)

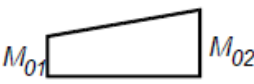
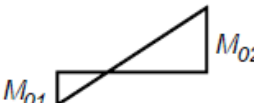


$$\beta = \pi^2 / c_0$$

KAAVA 33

c_0 = ensimmäisen kertaluvun momentin jakaumasta riippuva kerroin

Eurokoodissa ei ole taulukoituna kertoimen c_0 arvoja, ja lähteen 16 mukaan eurokoodi sisältää epä johdonmukaisuuksia ja epäselvyyksiä sen suhteen. Taulukko 17, jossa esitetään kertoimen määrittäminen, on eurokoodista poikkeava. (16, s. 11.)

TAULUKKO 17. Kertoimen c_0 määrittäminen (16, s. 11)

	c_0	Momenttijakautuma M_{0Ed} , johon c_0 liittyy	M_{0Ed}
(1)	$\frac{12}{1 + 0,5 \frac{M_{01}}{M_{02}}}$		$M_{0Ed} = M_{02}$ = suurin momentti M_{01} ja M_{02} ovat samannäköiset ja $M_{02} \geq M_{01}$
(2)	$\frac{12}{1 - 0,5 \left \frac{M_{01}}{M_{02}} \right }$		$M_{0Ed} = M_{02}$ = itseisarvoltaan suurin momentti $ M_{02} > M_{01} $, M_{02} ja M_{01} ovat erimerkkiset
(3)	9,6		M_{0Ed} = suurin momentti
(4)	12		M_{0Ed} = suurin momentti

Taulukossa esitetyt momenttipinnat kuvaavat pilarin nurjahduspituuden momenttipintoja, joten mastopilarin juuri on tapauksissa 3 ja 4 momentin maksimikohdissa. Kun käytetään kertoimelle β arvoa 1, sievenee kaava 32 kaavan 34 muotoon. (14, s. 126; 16, s. 12.)

$$M_{Ed} = M_{OEd} + M_2 \approx \frac{M_{OEd}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_b}} \quad \text{KAAVA 34}$$

M_{OEd} = ensimmäisen kertaluvun momentti

M_2 = toisen kertaluvun momentti

N_{Ed} = normaalivoiman mitoitusarvo

N_b = nimellisjäykkyyteen perustuva nurjahduskuorma

Nimellisjäykkyyteen perustuva nurjahduskuorma N_b lasketaan kaavalla 35 (14, s. 125).

$$N_b = \frac{\pi^2 EI}{L_0^2} \quad \text{KAAVA 35}$$

EI = poikkileikkauksen nimellinen taivutusjäykkyys

L_0 = nurjahduspituus

Nimellisessä jäykkyydessä otetaan likimääräisesti huomioon pilarin halkeilu, viruma ja materiaalin epälineaarisuus. Nimellisjäykkyys lasketaan kaavalla 36. (11, s. 69; 14, s. 124.)

$$EI = K_c * E_{cd} * I_c + K_s * E_s * I_s \quad \text{KAAVA 36}$$

K_c = betonin halkeilun ja viruman vaikutukset huomioiva kerroin

E_{cd} = betonin kimmokertoimen mitoitusarvo

I_c = betonipoikkileikkauksen neliömomentti

K_s = raudoituksen vaikutuskerroin

E_s = raudoituksen kimmokertoimen mitoitusarvo

I_s = raudoituksen neliömomentti poikkileikkauksen pintakeskiön suhteen

Alustavassa mitoituksessa raudoituksen vaikutuskertoimen arvoksi voidaan valita 0, jolloin nimellisjäykkyys lasketaan ainoastaan betonin ominaisuuksien perusteella. Tällöin betonin halkeilun ja viruman huomioiva kerroin lasketaan kaavalla 37. (11, s. 70.)

$$K_c = 0,3 / (1 + 0,5\varphi_{ef}) \quad \text{KAAVA 37}$$

φ_{ef} = virumisaste

Eurokoodin mukaan raudoitussuhteen ρ ollessa yhtä suuri tai suurempi kuin 0,002 voidaan raudoituksen vaikutuskertoimen arvona käyttää 1:tä. Betonin halkeilun ja viruman huomioiva kerroin lasketaan tällöin kaavalla 38. Eurokoodin mukaan pääraudoituksen minimimäärä on vähintään 0,002 kertaa betonipoikkileikkauksen ala, mikä vastaa raudoitussuhdetta 0,002, joten raudoituksen vaikutuskertoimelle voidaan käyttää kaikissa tapauksissa arvoa 1. (11, s. 69, 160; 16, s. 12.)

$$K_c = k_1 \cdot k_2 / (1 + \varphi_{ef})$$

KAAVA 38

$$k_1 = \sqrt{f_{ck} / 20} (MPa)$$

f_{ck} = betonin puristuslujuuden ominaisarvo

$$k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} \leq 0,20$$

4.3 Raudoitus

Puhtaasti taivutetun poikkileikkauksen murtorajatilamitoituksessa tehollisen puristusvyöhykkeen suhteellisen korkeuden maksimiarvo on määritetty siten, että vetorausoitus on myödessä puristetun betonin murtuessa. Koska pilarit ovat sekä normaalivoiman että taivutusmomentin rasittamia, voi raudoitus olla joko vedetty tai puristettu sekä kimmoisessa tilassa tai myödessä. Tästä syystä mitoitusyhtälöiden muodostaminen ei onnistu pilareiden tapauksessa samalla tavalla. (14, s. 102.)

Pilarin raudoituksen valinta käytännön mitoituksessa tapahtuu taivutuksen ja normaalivoiman yhteisvaikutuskäyrästöjen avulla. Ennen raudoituksen valintaa pilarille on valittava poikkileikkausmitat ja betonin ja raudoituksen lujuus sekä arvioitava pääraudoituksen halkaisija ja sen keskiöetäisyys pilarin pinnasta. Myös mitoitusvoimasuureiden on oltava selvillä. Pääraudoituksen keskiöetäisyyteen vaikuttaa tangon halkaisijan lisäksi betonipeitteen paksuus, jonka vähimmäisarvo riippuu rasitusluokasta, palonkestävyysluokasta, raudoituksen tartuntavaatimuksista ja suunnittelussa huomioon otettavasta mittapoikkeamasta. (11, s. 49; 14, s. 108.)

Yhteisvaikutuskäyrästä on laadittu eri d'/h :n eli raudoituksen keskiöetäisyyden ja pilaripoikkileikkauksen korkeuden suhteille. Koska raudoitus toimii sitä tehokkaammin, mitä pienempi suhde on, käytetään mitoituksessa käyrästä, jossa d'/h :n suhde on suurempi kuin mitoitettavassa pilarissa, ellei alustava d'/h :n suhde ole tarkalleen sama kuin käyrästä käytettävä. (14, s. 107, 209-211.)

Käyrästä käyttöä varten tulee laskea suhteellinen normaalivoima n ja suhteellinen momentti μ poikkileikkauksen mittojen, betonin mitoituslujuuden ja mitoitusvoimasuureiden perusteella. Näiden arvojen avulla saadaan käyrästä mekaaninen raudoitussuhde ω , jonka avulla lasketaan tarvittava raudoitusmäärä. Suhteellinen normaalivoima lasketaan kaavalla 39. (14, s. 106.)

$$n = \frac{N_{Ed}}{bh f_{cd}} \quad \text{KAAVA 39}$$

N_{Ed} = normaalivoiman mitoitusarvo

b = poikkileikkauksen leveys

h = poikkileikkauksen korkeus

f_{cd} = betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

Suhteellinen momentti lasketaan kaavalla 40 (14, s. 106).

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{bh^2 f_{cd}} \quad \text{KAAVA 40}$$

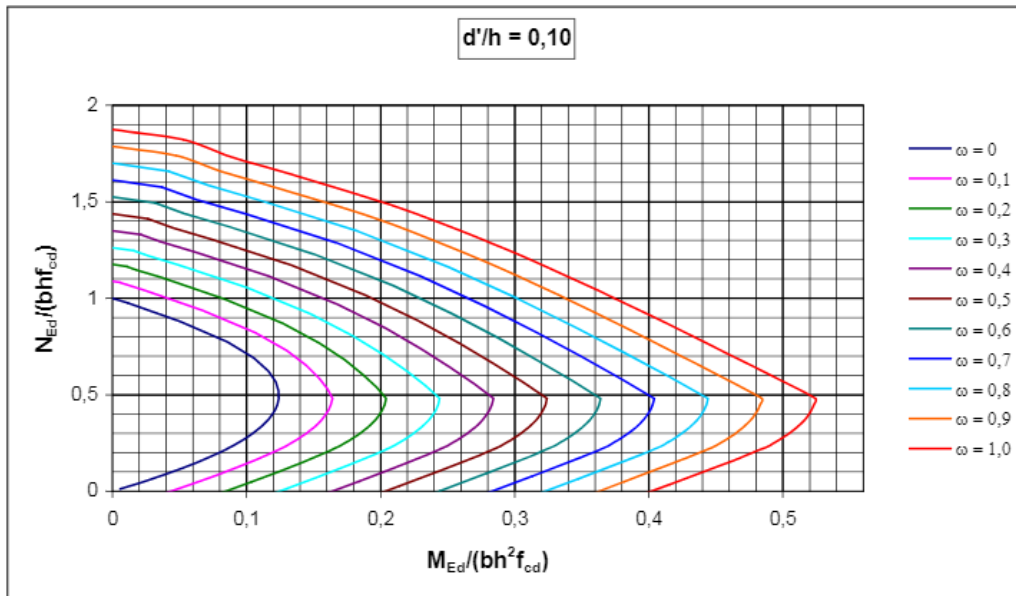
M_{Ed} = taivutusmomentit mitoitusarvo

b = poikkileikkauksen leveys

h = poikkileikkauksen korkeus

f_{cd} = betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

Yhteisvaikutuskäyrästä käytetään siten, että vedetään vaakasuora viiva lasketun suhteellisen normaalivoiman kohdalle ja pystysuora viiva suhteellisen momentin kohdalle. Viivojen leikkauskohdasta luetaan vaadittava raudoitussuhde. Kuvassa 19 on yhteisvaikutuskäyrä d'/h :n suhteelle 0,1. (17, s. 9.)



KUVA 19. Yhteisvaikutuskäyrästä (17, s. 9)

Käyrästä saadun raudoitussuhteen avulla lasketaan vaadittu raudoitusala A_s kaavalla 41. Raudoitus sijoitetaan poikkileikkaukseen symmetrisesti. Monikulmion muotoiseen pilariin tulee sijoittaa vähintään yksi päätanko jokaiseen kulmaan. Päätangon halkaisijan minimiarvo on 8 mm. (11, s. 160; 14, s. 107.)

$$A_s = \omega b h \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

KAAVA 41

ω = mekaaninen raudoitussuhde

b = poikkileikkauksen leveys

h = poikkileikkauksen korkeus

f_{cd} = betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

f_{yd} = betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo

Eurokoodissa on annettu pilarin pääraudoituksen alalle minimiarvo $A_{s,min}$, joka lasketaan kaavalla 42. Kansallisessa liitteessä on annettu pääraudoituksen enimmäisalaksi $A_{s,max}$ 0,06 kertaa betonipoikkileikkauksen ala A_c limityskohtien ulkopuolella ja 0,12 kertaa A_c limityskohdassa. (11, s. 160; 18, s. 25.)

$$A_{s,min} = \max \left(\frac{0,10N_{Ed}}{f_{yd}}; 0,002 A_c \right)$$

KAAVA 42

N_{Ed} = normaalivoiman mitoitusarvo

f_{yd} = raudoituksen myötölujuuden mitoitusarvo

A_c = betonipoikkileikkauksen pinta-ala

Pilarin päätangot sidotaan yhteen hakaraudoituksella, jonka tehtävänä pilariin syntyvien halkaisuvoimien hallinta ja puristettujen päätankojen nurjahtamisen estäminen. Poikkileikkauksen kulmissa olevat päätangot tulee aina sitoa haoilla. Muut puristetut päätangot katsotaan sidotuksi, jos ne ovat enintään 150 mm:n etäisyydellä sidotusta tangosta. Etäisyyden ollessa yli 150 mm käytetään päätankojen sitomiseen lisähakoja. (11, s. 160; 14, s. 136.)

Hakojen minimihalkaisija on 6 mm tai neljäsosa suurimman päätangon halkaisijasta riippuen siitä, kumpi arvoista on suurempi. Hakojen jakoväli päätankojen suunnassa saa olla enintään arvon $S_{cl,max}$ suuruinen. Jakovälin maksimiarvo lasketaan kaavalla 43. Enimmäisjakoväliä pienennetään 0,6 kertaiseksi pilarin ja palkin tai laatan liittymäkohdissa vähintään pilarin suuremman sivumitan pituudelta. (11, s. 160; 14, s. 137.)

$$S_{cl,max} = \min: (15\phi_L; 400 \text{ mm}; \text{pilarin pienin sivumitta})$$

KAAVA 43

ϕ_L = pienimmän päätangon halkaisija

5 PILARIANTURAN MITOITUS

Pilarianturan tehtävänä on siirtää pilarilta tulevat kuormat kantavaan maapohjaan. Perustusten mitoitus sisältää sekä geo- että rakenneteknisen mitoituksen. Perustuksen mitat lopullista korkeutta lukuun ottamatta määräytyvät yleensä geoteknisen mitoituksen perusteella. Vähimmäismitat pilarianturalle ovat $0,4 \times 0,4 \text{ m}^2$ ja perustamissyvyyden tulee olla vähintään 0,5 m. Yleisesti talonrakennuksessa perustuksien mitoituksessa tarkasteltavia murtorajatiloja ovat EQU, STR ja GEO. Geotekninen mitoitus tehdään eurokoodin SFS-EN 1997-1 mukaisesti ja rakennetekninen mitoitus eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 mukaisesti. (14, s. 179; 19, s. 99.)

5.1 Geotekninen mitoitus

Perustukset tulee suunnitella siten, että maapohja ei murru perustuksilta tulevan kuorman alla eikä liian suuria painumia tai painumaeroja synny. Rakenteet eivät myöskään saa kaatua eivätkä liukua. Geoteknisessä mitoituksessa tavanomaisesti tarkasteltavia murtorajatiloja ovat kantokestävyyden ylittyminen, liukumurtuma ja kokonaisvakavuuden menetys. Käyttörajatilamitoituksessa tarkastellaan painumia. (20, s. 59; 21, s. 39.)

Eurokoodissa on esitetty kolme eri tapaa geotekniseen mitoitukseen. Suomessa näistä käytetään mitoitustapoja 2 ja 3, joista 2:sta käytetään perustusten, ankkuroiden ja tukirakenteiden mitoitukseen ja 3:sta luiskien ja kokonaisvakavuuden mitoituksessa. Mitoitustavassa 2 osavarmuusluvut kohdistetaan kuormiin, kuormien vaikutuksiin ja maan kestävyyteen ja tavassa 3 osavarmuusluvut kohdistuvat kuormiin, rakenteista aiheutuvien kuormien vaikutuksiin ja maan lujuusparametreihin. (19, s. 52-53.)

5.1.1 Kantokestävyys

Kantokestävyyden laskentaan käytetään mitoitustapaa 2, joka sisältää 2 vaihtoehtoista menetelmää, DA2 ja DA2*. Menetelmässä DA2 koko laskenta tehdään kuormien mitoitusarvoilla ja menetelmässä DA2* laskenta tehdään kuormien ominaisarvoilla. DA2*-menetelmässä osavarmuuslukuja käytetään vasta lopussa,

kun tarkistetaan murtorajatilaehto. Kantokestävyys varmistetaan käyttämällä osavarmuuslukujen yhdistelmää A1 "+" M1 "+" R2. Sarja A sisältää kuormien osavarmuusluvut, sarja M maaparametrien osavarmuusluvut ja sarja R kestävyysosavarmuusluvut. Koska mitoitusavaruudessa 2 osavarmuuslukua ei kohdisteta maan lujuusparametreihin, saavat kaikki sarjan M1 osavarmuusluvut arvon 1,0. Kuormien osavarmuusluvut on esitetty taulukossa 18. (19, s. 53.)

TAULUKKO 18. Kuormien osavarmuusluvut (22, s. 38)

Kuorma	Merkintä	Sarja	
		A1	A2
Pysyvä:			
Epäedullinen			
(Yht.6.10a)		1,35 K_{FI}	
(Yht.6.10b)	$\gamma_{Gkj,sup}$	1,15 K_{FI}	
(Yht.6.10)			1,0 K_{FI}
Edullinen			
(Yht.6.10a)		0,9	
(Yht.6.10b)	$\gamma_{Gkj,inf}$	0,9	
(Yht.6.10)			1,0
Muuttuva			
Epäedullinen			
(Yht.6.10b)	γ_Q	1,5 K_{FI}	
(Yht.6.10)			1,3 K_{FI}
edullinen		0	0

Mitoituksessa käytettävät kuormitusyhdistelmät lasketaan kaavoilla 44 ja 45 käyttäen taulukon 18 sarjan A1 mukaisia osavarmuuslukuja. Perustukset mitoitetaan kantokestävyys suhteen siten, että epäyhtälö $V_d \leq R_d$, on voimassa kaikilla kuormitusyhdistelmillä. V_d on perustuksiin vaikuttavien pystykuormien mitoitusarvo ja R_d on geoteknisen kantokestävyys mitoitusarvo. Koska opinäytetyössä kantokestävyys mitoitusarvoa ei tarvitse määrittää vaan sen arvoksi on annettu 330 kN/m², ei raportissa myöskään käydä läpi geotekniseen kantokestävyys vaikuttavia tekijöitä. (19, s. 49-50, 103.)

$$1,15K_{FI}G_{kj,sup} + 0,9G_{kj,inf} + 1,5K_{FI}Q_{k,1} + 1,5K_{FI}\sum \Psi_{0,i}Q_{k,i} \quad \text{KAAVA 44}$$

K_{FI} = seuraamusluokasta riippuva kerroin

G_{kj} = pysyvän kuorman ominaisarvo

Q_k = muuttuvan kuorman ominaisarvo

Ψ = kuormien yhdistelykerroin

Kun muuttuvien kuormien osuus kokonaiskuormista on alle 12 %, tulee määrääväksi kaavan 45 mukainen kuormitustapaus, jossa huomioidaan ainoastaan pysyvät kuormat suuremmalla osavarmuusluvulla kerrottuna (19, s. 50).

$$1,35K_{FI}G_{kj,sup} + 0,9G_{kj,inf} \quad \text{KAAVA 45}$$

K_{FI} = seuraamusluokasta riippuva kerroin

G_{kj} = pysyvän kuorman ominaisarvo

5.1.2 Epäkeskisyys

Perustukset ovat aina epäkeskisesti kuormitetut, kun niihin kohdistuu myös vaakakuormia. Epäkeskisyys e lasketaan menetelmässä DA2 kaavalla 46. Epäkeskisyys tulee huomioida perustuksen molemmissa pääsuunnissa. (19, s. 199.)

$$e = M_d / V_d \quad \text{KAAVA 46}$$

M_d = perustuksen pohjatasolla vaikuttavan momentin mitoitusarvo

V_d = perustuksille tulevien pystykuormien mitoitusarvo

Epäkeskisyyden seurauksena perustusten kuormia maapohjalle välittävä ala on pienempi kuin perustusten todellinen pinta-ala. Perustusten tehokas pinta-ala A' lasketaan tehokkaiden sivumittojen B' ja L' mukaan kaavalla 47.

$$A' = B' * L' = (B - 2 e_B) * (L - 2 e_L) \quad \text{KAAVA 47}$$

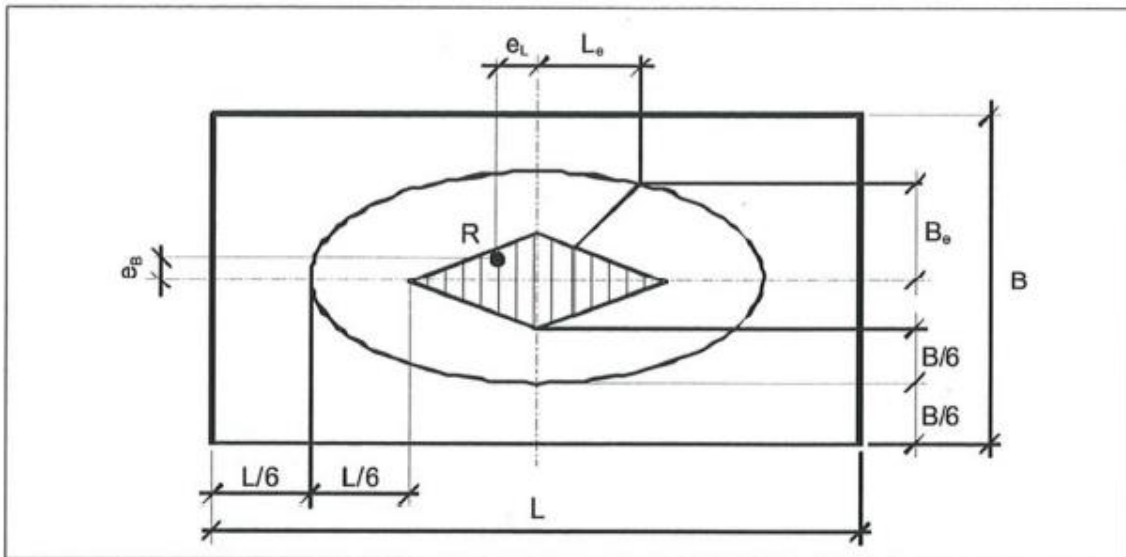
e_B = epäkeskisyys anturan leveyssuunnassa

e_L = epäkeskisyys anturan pituussuunnassa

Eurokoodin mukaan epäkeskisyyden ylittäessä kolmasosan suorakaiteen muotoisen perustuksen leveydestä tai 0,6 kertaa pyöreän perustuksen säteen, tulee

ryhtyä varotoimenpiteisiin. Varotoimenpiteitä ovat huolellinen kuormien mitoitusarvojen uudelleentarkastaminen ja rakentamistoleranssien huomioonottaminen perustuksen reunan sijainnin suunnittelussa. (20, s. 62.)

Menetelmässä DA2* epäkeskisyyden enimmäisarvoksi on annettu 1/3 perustuksen leveydestä. Tällä menetelmällä kuormaresultantin tulee sijaita kuvan 20 ellipsin rajaamalla alueella. Kun kuormituksen resultantti on kuvan 20 viivoitetulla alueella, on koko anturan pohjan ala puristettu. Viivoitetun alueen reunalla oleva kuormitusresultantti aiheuttaa nollapaineen perustuksen vastakkaiselle reunalle, jolloin jännitysjakama perustuksen pohjalla on kolmiomainen. (19, s. 109.)



KUVA 20. Epäkeskisyyden merkinnät (19, s. 110)

5.1.3 Kaatumisvarmuus

Eurokoodin mukaan tulee tarkistaa, ettei rakenneosa kaadu jäykkänä kappa-leena. EQU-rajatilaa tarkistettaessa rakenteen tai maapohjan lujuudella ei ole merkitystä. Pilarianturalle tämä tarkoittaa sitä, että tarkistetaan, ettei antura pääse kiertymään kiertokeskiönä toimivan nurkkapisteen ympäri. Jos kiertokeskiö sijaitisi jossain muussa pisteessä, tarkoittaisi se, että maapohja tai antura murtuu, jolloin rakenteen ja maapohjan lujuudella olisi merkitystä rajatilatarkaste-lussa. Eurokoodissa huomautetaankin, että geoteknisessä mitoituksessa rajatila täytyy tarkastaa harvoissa tapauksissa, kuten kallionvaraisissa jäykissä perus-tuksissa. (20, s. 29-31.)

Kaatumisvarmuus osoitetaan laskemalla vakauttavien ja kaatavien kuormien momentit kiertokeskiön suhteen. Tarkastelussa tulee osoittaa, että kaavan 48 mukainen epäyhtälö toteutuu. (19, s.46.)

$$E_{dst;d} \leq E_{stb;d} + T_d \quad \text{KAAVA 48}$$

$E_{dst;d}$ = kaatavien kuormien vaikutuksen mitoitusarvo

$E_{stb;d}$ = vakauttavien kuormien vaikutuksen mitoitusarvo

T_d = kokonaisleikkauskestävyyden mitoitusarvo

Rajatilatarkastelussa käytettävät kuormitusyhdistelmät lasketaan kaavan 49 mukaan (19, s. 48).

$$1,1K_{FI}G_{kj,sup} + 0,9G_{kj,inf} + 1,5K_{FI}Q_{k,1} + 1,5K_{FI}\sum \Psi_{0,i}Q_{k,i} \quad \text{KAAVA 49}$$

K_{FI} = seuraamusluokasta riippuva kerroin

G_{kj} = pysyvän kuorman ominaisarvo

Q_k = muuttuvan kuorman ominaisarvo

Ψ = kuormien yhdistelykerroin

5.2 Rakennetekninen mitoitus

Geoteknisessä mitoituksessa valitaan perustusten pohjamatat siten, että pohjaan kantokestävyys ei ylitä eikä liian suuria painumia synny. Rakenneteknisessä mitoituksessa määräytyvät perustusten korkeus ja raudoitukset. Perustusten rakennetekninen mitoitus sisältää sekä murto- että käyttörajatilatarkastelut. Pilarianturoille suoritetaan murtorajatilassa taivutus-, ankkurointi- ja lävistysmitoitukset ja käyttörajatilassa tarkistetaan, ettei rasitusluokan mukainen halkeamaleveyden enimmäisarvo ylitä. (14, s. 179, 192, 196.)

5.2.1 Taivutuskestävyys

Pilariantura mitoitetaan murtorajatilan kuormitusyhdistelmillä (kaavat 44 ja 45) lasketulle pohjapaineelle. Geoteknisessä mitoituksessa pohjapainetta lisäävät anturan omapaino ja anturan päälle tulevien maamassojen paino, jotka eivät kuitenkaan lisää anturalle tulevia rasituksia. Anturan rakenneteknisessä mitoituksessa anturan oman painon ja maamassojen painon vaikutus voidaan vähentää pohjapaineesta. (14, s. 181.)

Murtorajatilamitoituksessa pohjapaine oletetaan tasaisesti jakautuneeksi ja kes-
kisellä kuormituksella pohjapaine σ_{gd} lasketaan kaavalla 50 (14, s. 180).

$$\sigma_{gd} = \frac{N_{Ed}}{B_1 B_2} \quad \text{KAAVA 50}$$

N_{Ed} = normaalivoiman mitoitusarvo

$B_{1,2}$ = anturan sivumitat

Kuormituksen ollessa epäkeskinen pohjapaine lasketaan kaavalla 51. Jos epä-
keskisyyttä on molemmissa pääsuunnissa, pienenee anturan tehollinen ala myös
sivun B_2 suunnassa. (14, s. 180.)

$$\sigma_{gd} = \frac{N_{Ed}}{(B_1 - 2e) B_2} \quad \text{KAAVA 51}$$

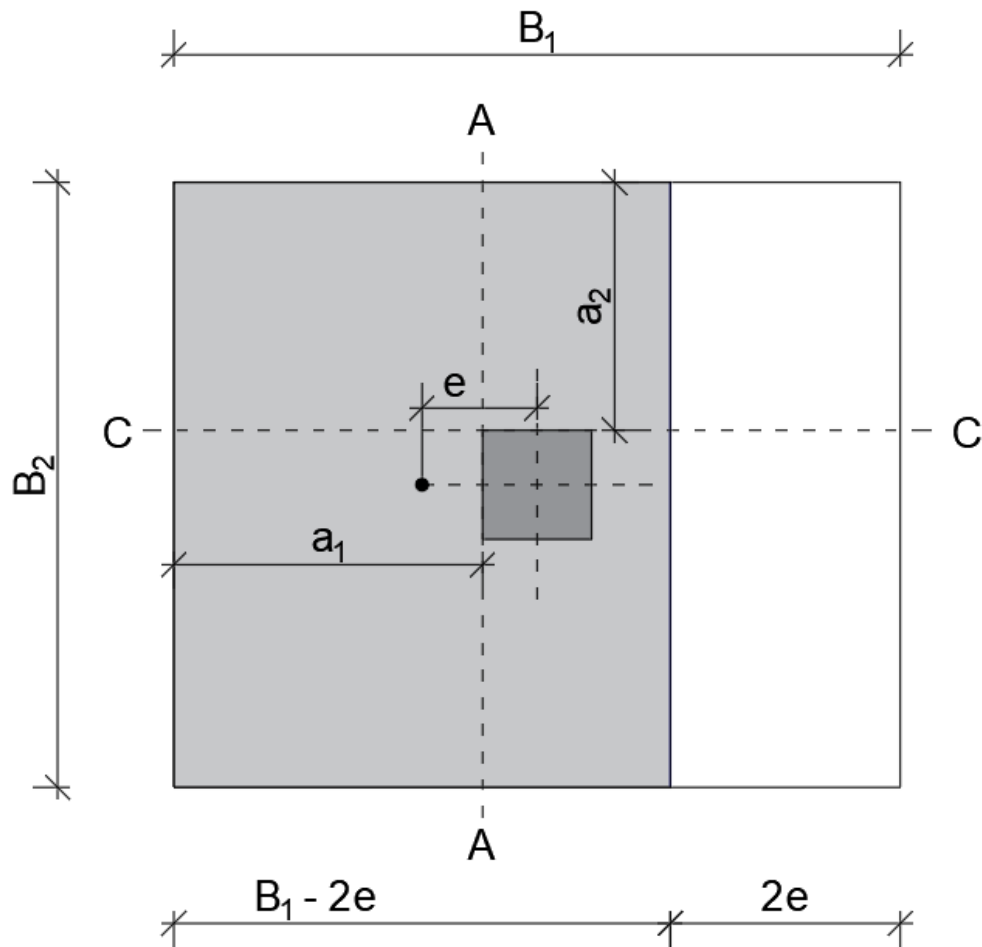
$e = M_{Ed} / N_{Ed}$ = epäkeskisyyss sivun B_1 suunnassa

M_{Ed} = taivutusmomentin mitoitusarvo

N_{Ed} = normaalivoiman mitoitusarvo

$B_{1,2}$ = anturan sivumitat

Taivutuskestävyyden kannalta määräävät poikkileikkaukset pilarianturassa ovat
kuvan 21 epäkeskisesti kuormitetun pilarianturan mukaiset leikkaukset A-A ja
C-C pilarin kyljessä molemmissa suunnissa. Epäkeskisen kuormituksen vaikut-
taessa voidaan anturan toimivaan leveyteen huomioida koko leveys, vaikka kuor-
mitusta ei lasketakaan koko leveydeltä. (14, s. 193.)



KUVA 21. Pilarianturan määräävät leikkaukset ja merkinnät

Kuvan 21 leikkauksessa A-A vaikuttava taivutusmomentti M_{Ed1} lasketaan kaavalla 52 (14, s. 193).

$$M_{Ed1} = \frac{1}{2} \sigma_{gd} a_1^2 B_2$$

KAAVA 52

σ_{gd} = pohjapaineen mitoitusarvo

a_1 = kuvan 21 mukainen mitta

B_2 = kuvan 21 mukainen mitta

Leikkauksessa C-C vaikuttava taivutusmomentti M_{Ed2} lasketaan kaavalla 53 (14, s. 193).

$$M_{Ed2} = \frac{1}{2} \sigma_{gd} a_2^2 (B_1 - 2e)$$

KAAVA 53

σ_{gd} = pohjapaineen mitoitusarvo

a_2 = kuvan 21 mukainen mitta

B_1 = kuvan 21 mukainen mitta

e = epäkeskisyyys

Pilariantura voidaan suunnitella raudoittamattomana, jos sen korkeus h_F täyttää kaavan 54 mukaisen ehdon, joka tulee tarkistaa molemmissa suunnissa. Antura voidaan myös tehdä toiseen suuntaan raudoittamattomana ja toiseen suuntaan raudoitettuna, jolloin raudoittamattomaan suuntaan tulee asentaa laatan jakoraudoitus. (14, s. 192.)

$$h_F \geq 2,04 a_{1,2} \sqrt{\frac{\sigma_{gd}}{f_{ctd,pl}}}$$

KAAVA 54

a = kuvan 21 mukainen vapaa reunamitta

σ_{gd} = pohjapaineen mitoitusarvo

$f_{ctd,pl}$ = betonin vetolujuuden mitoitusarvo

Pilarianturan vetoraudoitus suunnitellaan kaavoilla 52 ja 53 laskettujen momenttien mitoitusarvojen perusteella. Poikkileikkauksen suhteellinen momentti μ lasketaan kaavalla 55. (14, s. 198.)

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{B d^2 f_{cd}}$$

KAAVA 55

M_{Ed} = taivutusmomentit mitoitusarvo

B = poikkileikkauksen leveys

d = poikkileikkauksen tehollinen korkeus

f_{cd} = betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

Poikkileikkauksen tehollinen korkeus on etäisyys anturan yläpinnasta pääraudoituksen poikkileikkauksen pintakeskiöön. Perustuksilla raudoituksen suojapeitteen nimellisarvon c_{nom} tulee olla vähintään betonipeitteen vähimmäisarvo $c_{min} + 10$ mm, kun perustukset valetaan tasoitettuna tasauserroksen päälle. Suoraan maapohjaa vasten valettaessa suojapeitteen tulee olla vähintään $c_{min} + 20 \dots 40$ mm. (18, s. 18.)

Suhteellisen momentin perusteella voidaan laskea tehollisen puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus β kaavalla 56 (14, s. 48).

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \quad \text{KAAVA 56}$$

μ = suhteellinen momentti

Puristusvyöhykkeen suhteellisen korkeuden raja-arvo β_{bd} on 0,493, kun käytetään raudoitusta B500B toleranssiluokassa 1. Mekaaninen raudoitussuhde $\omega = \beta$. Raudoitussuhteen avulla lasketaan tarvittava vetoraidoitusmäärä $A_{s,vaad}$ kaavalla 57. (14, s. 49.)

$$A_{s,vaad} = \omega B d \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad \text{KAAVA 57}$$

ω = mekaaninen raudoitussuhde

B = poikkileikkauksen leveys

d = poikkileikkauksen tehollinen korkeus

f_{cd} = betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

f_{yd} = betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo

Eurokoodin mukaisesti laatta on rakenneos, jonka sivumitan ja paksuuden suhde on vähintään 5, joten raudoitetuissa pilarianturoissa sovelletaan ristiin kantavien laattojen sääntöjä. Laattojen minimiraidoitusmäärä $A_{s,min}$ metriä kohden lasketaan kaavalla 58. Ristiin kantavilla laatoilla minimiraidoitusehdon tulee täyttyä molemmissa suunnissa. (11, s. 57; 14, s. 80, 193.)

$$A_{s,min} = \max \begin{cases} 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} d \\ 0,0013d \end{cases} \quad \text{KAAVA 58}$$

f_{ctm} = betonin keskimääräinen vetolujuus

f_{yk} = betoniteräksen myötölujuuden ominaisarvo

d = poikkileikkauksen tehollinen korkeus

Betonin vetolujuus on riippuvainen puristuslujuudesta. Keskimääräinen vetolujuus lasketaan kaavalla 59, kun betonin puristuslujuus on enintään C50/60. (11, s. 30.)

$$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{(2/3)}$$

KAAVA 59

f_{ck} = betonin puristuslujuuden ominaisarvo

Pilarianturan päätangon minimihalkaisija on 8 mm ja maksimimomentin alueella tankovälin enimmäisarvo $s_{max,slabs}$ on pääraudoitukselle $2h \leq 250$ mm ja jakoraudoitukselle $3h \leq 400$ mm. Jos pilariantura mitoitetaan molempiin suuntiin raudoitettuna, käytetään molemmissa suunnissa pääraudoituksen enimmäisarvoja. (11, s. 162; 18, s. 25.)

5.2.2 Tankojen ankkurointi

Ankkuroinnilla tulee varmistaa, että tartuntavoimat siirtyvät raudoituksilta betonille ilman tangon suuntaista halkeilua. Tartuntavoimat voidaan ankkuroida suorilla tai taivutetuilla tangoilla ja tartunnan parantamiseksi voidaan käyttää myös pääteräksiin hitsattuja poikittaisia tankoja. Tangon pinnanmuodolla on suuri vaikutus tartuntaominaisuuksiin. Murtorajatilassa harjatankojen tartuntalujuuden mitoitusarvo f_{bd} lasketaan kaavalla 60. (11, s. 131-132; 12, s. 64.)

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd}$$

KAAVA 60

f_{ctd} = betonin vetolujuuden mitoitusarvo

η_1 = tartuntaolosuhteista riippuva kerroin

η_2 = tangon halkaisijasta riippuva kerroin

Betonin vetolujuuden mitoitusarvo lasketaan vetolujuuden ominaisarvon 5 %:n fraktiilin mukaan kaavalla 61. 5 %:n fraktiili on 0,7 kertaa keskimääräinen vetolujuus. (11, s. 30.)

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0,05} / \gamma_c$$

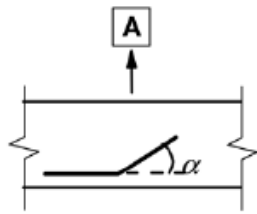
KAAVA 61

α_{ct} = vetolujuuden pitkäaikaistekijät ja kuorman vaikuttamistavasta riippuvat tekijät huomioiva kerroin 1,0

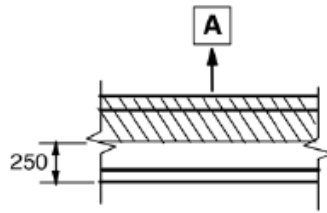
$f_{ctk,0,05}$ = betonin vetolujuuden 5 % fraktiili

γ_c = betonin lujuuden osavarmuusluku 1,5

Tartuntaolosuhteista riippuva kerroin on 1,0, kun tartuntaolosuhteet ovat hyvät, ja 0,7, kun ne ovat huonot. Kuvassa 22 havainnollistetaan tartuntaolosuhteisiin vaikuttavia tekijöitä. (11, s. 132-133.)

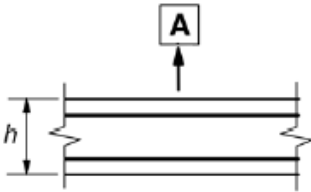


a) $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$



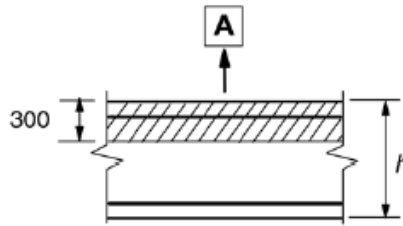
c) $h > 250 \text{ mm}$

A Betonointisuunta



b) $h \leq 250 \text{ mm}$

a) & b) 'hyvät' tartuntaolosuhteet
kaikissa tangoissa



d) $h > 600 \text{ mm}$

c) & d) vinoviivoittamaton vyöhyke – 'hyvät'
tartuntaolosuhteet
vinoviivoitettu vyöhyke – 'huonot' tartuntaolosuhteet

KUVA 22. Raudoituksen tartuntaolosuhteet (11, s. 133)

Tangon halkaisijasta riippuva kerroin on 1,0, kun halkaisija on pienempi tai yhtä suuri kuin 32 mm. Paksummilla tangoilla kerroin lasketaan kaavalla 62. (11, s. 133.)

$$\eta_2 = (132 - \phi) / 100$$

KAAVA 62

ϕ = ankkuroitavan tangon halkaisija

Kun riittävä vetorausmäärä on laskettu taivutusmitoituksessa määräävän poikkileikkauksen kestävyuden perusteella, ankkuroidaan rauditus täydelle myötövoimalle. Ankkurointipituuden perusarvo $l_{b,rqd}$ lasketaan kaavalla 63. (14, s. 186.)

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi f_{yd}}{4 f_{bd}}$$

KAAVA 63

ϕ = ankkuroitavan tangon halkaisija

f_{yd} = raudituksen myötölujuuden mitoitusarvo

f_{bd} = tartuntalujuuden mitoitusarvo

Ankkuroitumista parantavilla tekijöillä, kuten laajenemista estävällä poikittaispainella, voidaan pienentää tarvittavaa ankkurointipituutta. Ankkurointipituuden mitoitusarvo l_{bd} lasketaan kaavalla 64. (11, s. 134.)

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad \text{KAAVA 64}$$

α_1 = raudoitustangon muodosta riippuva kerroin

α_2 = vähimmäisbetonipeitteestä riippuva kerroin

α_3 = poikittaisen raudoituksen avulla laajenemisen estymän huomioiva kerroin

α_4 = ankkurointipituudella sijaitsevien hitsattujen tankojen vaikutuksen huomioiva kerroin

α_5 = laajenemista estävän poikittaispaineen huomioiva kerroin

$l_{b,min} = \max (0,3 l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm})$ vetoraidoitukselle

$l_{b,rqd}$ = ankkurointipituuden perusarvo

ϕ = ankkuroitavan tangon halkaisija

Kertoimien α_1 , α_2 ja α_3 tulo huomioidaan vähintään 0,7:n suuruisena. Ankkurointipituuden mitoitusarvoon vaikuttavista kertoimista kerrotaan tarkemmin eurokoodin SFS-EN 1992-1-1+A1+AC luvussa 8.4.4. (11, s. 134-135.)

Kuvan 21 tapauksessa ankkurointipituuden maksimiarvo ilman tankojen taivutusta leikkauksessa A-A vaikuttavalle voimalle on $a_1 - c_{nom}$. Toteutuvan ankkurointipituuden tulee olla vähintään l_{bd} :n suuruinen. Jos ankkurointipituus ei riitä, voidaan taivuttaa tankoja tai lisätä suorien tankojen määrää, jolloin ankkuroitavaa voimaa σ_{sd} voidaan pienentää kaavan 65 mukaisesti. (14, s. 186.)

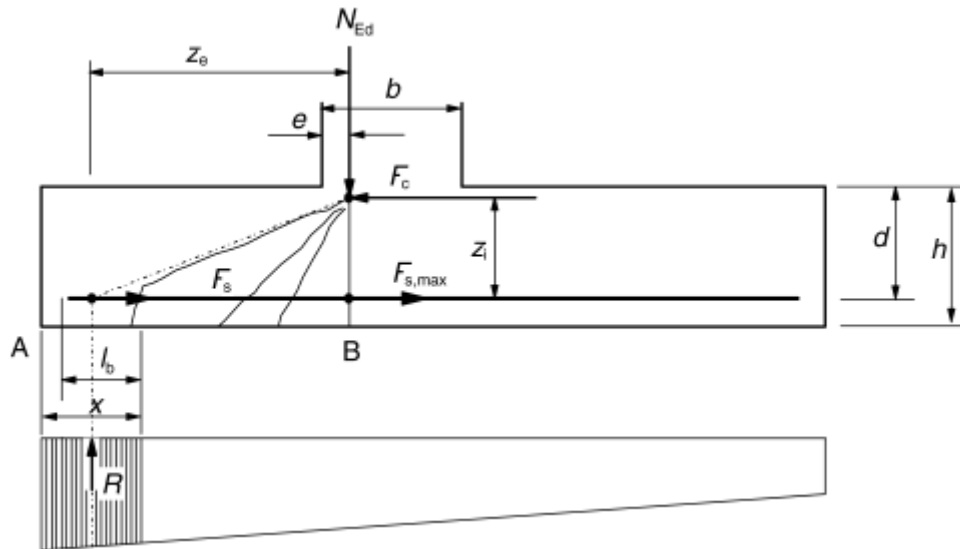
$$\sigma_{sd} = f_{yd} \frac{A_{s,vaad}}{A_{s,tot}} \quad \text{KAAVA 65}$$

f_{yd} = raudoituksen myötölujuuden mitoitusarvo

$A_{s,vaad}$ = tarvittava vetoraidoitusmäärä

$A_{s,tot}$ = toteutunut vetoraidoitusmäärä

Ankkuroinnissa tulee lisäksi huomioida vinohalkeamien vaikutus kuvan 23 mukaisessa tilanteessa. Raudoituksen ankkuroitava voima voidaan laskea halkeavan osan momenttitasapainosta. (14, s. 187.)



KUVA 23. Ankkurointi vinohalkeamille (11, s. 163)

Ankkuroitavan vetovoiman F_s suuruus lasketaan kaavalla 66. Kuva 23 selvittää kaavassa käytettäviä termejä. (11, s. 163.)

$$F_s = R * z_e / z_i$$

KAAVA 66

R = pohjapaineen resultantti pituudella x

z_e = ulkoinen momenttivarsi

z_i = sisäinen momenttivarsi

Kuvassa 23 esiintyville mitoille suositellaan käytettäväksi seuraavia arvoja:

- $x = h_f / 2$
- $e = 0,15 b$
- $z_i = 0,9 d$ (14, s.187).

Käyttämällä suositusarvoja saadaan vetovoiman suuruus laskettua kaavalla 67 (14, s. 187).

$$F_s = \sigma_{gd} B_2 \frac{h_f}{1,8d} \left(a - \frac{h_f}{4} + 0,15b \right)$$

KAAVA 67

σ_{gd} = pohjapaineen mitoitusarvo

B_2 = anturan kuvan 23 pystyleikkausta vastaan kohtisuora sivumitta

h_f = anturan korkeus

d = anturan tehollinen korkeus

b = pilarin leveys

Ankkurointikestävyydelle F_{bd} on vaatimuksena $F_{bd} \geq F_s$. Ankkurointikestävyys vinothalkeaman tapauksessa lasketaan kaavalla 68. (14, s. 187, 200.)

$$F_{bd} = \left(\frac{h_f}{2} - c_{nom} \right) f_{bd} \sum u_s$$

KAAVA 68

h_f = anturan korkeus

c_{nom} = betonipeitteen nimellisarvo

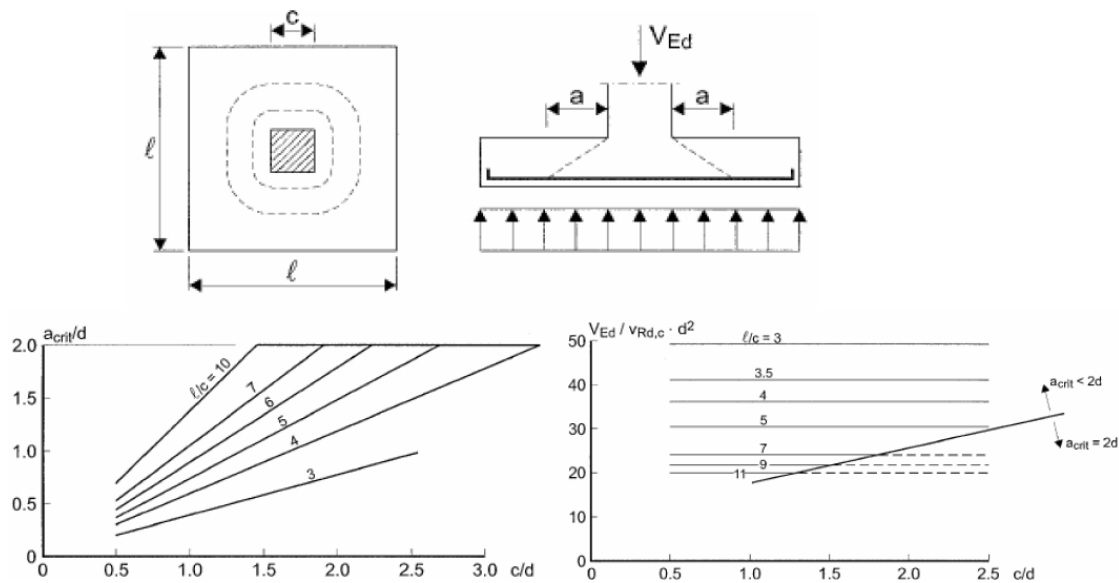
f_{bd} = tartuntalujuuden mitoitusarvo

$\sum u_s$ = ankkuroituvien tankojen yhteenlaskettu piiri

5.2.3 Lävistyskestävyys

Lävistysmurto tapahtuu pistemäisen rasituksen ympärillä, jolloin laatta leikkautuu kartiomaisesti ja perustusten tapauksessa lävistyskartion ulkopuolelle jäävä antura menettää kantavuutensa. Lävistysmurto tapahtuu, kun lävistyskartion ulkopuolelle jäävän anturan pohjaan kohdistuva paine aiheuttaa leikkauskestävyyden ylittymisen lävistyskartion piirillä. (14, s. 194.)

Eurokoodin mukaan pilarilaattojen lävistyskestävyys tarkistetaan perustarkastuspiirillä u_1 , jonka etäisyys kuormitetun alan reunasta on $2d$, jolloin lävistyskartion kaltevuus on $26,6^\circ$. Pilarianturan suurin ero pilarilaattaan on siinä, että pohjapaine aiheuttaa pilarilaatan pohjaan voimakkaan tukireaktion. Pohjapaineen voimakkuuden takia lävistyskartion kaltevuus voi olla pilarianturoilla huomattavasti jyrkempi, mikä johtaa suurempaan jännitykseen lävistyskartion piirille. Kriittisen tarkastuspiirin valintaan on esitetty eurokoodin tausta-aineistossa kuvan 24 mukaiset käyrästöt keskeisesti kuormitetulle neliöanturalle. (11, s. 96; 14, s. 194; 23, s. 122.)



KUVA 24. Pilarianturan lävistyskestävyyden apukäyrästöt (23, s. 122)

Lävistyskartion kaltevuus saadaan kuvan 24 vasemman alakulman apukäyrästä. Lävistyskartion ulkopuolelle jäävä anturan pohjan ala A_{eff} lasketaan kaavalla 69. (14, s. 195.)

$$A_{eff} = B_1 B_2 - [2a(c_1 + c_2) + \pi a^2 + c_1 c_2] \quad \text{KAAVA 69}$$

$B_{1,2}$ = anturan sivumitat

a = vaakasuora etäisyys pilarin sivusta lävistyskartion piirin alareunaan

$c_{1,2}$ = pilarin sivumitat

Lävistyskuorma $V_{Ed,red}$ lasketaan kaavalla 70 (14, s. 195).

$$V_{Ed,red} = A_{eff} * \sigma_{gd} \quad \text{KAAVA 70}$$

A_{eff} = lävistyskartion ulkopuolinen anturan pohjapinta-ala

σ_{gd} = pohjapaineen mitoitusarvo

Lävistyskartion piiri u lasketaan kaavalla 71 (14, s. 195).

$$u = 2(c_1 + c_2) + 2\pi a \quad \text{KAAVA 71}$$

$c_{1,2}$ = pilarin sivumitat

a = vaakasuora etäisyys pilarin sivusta lävistyskartion piirin alareunaan

Leikkausjännitys v_{Ed} keskisesti kuormitetun anturan lävistyskartion piirillä lasketaan kaavalla 72 (14, s. 195).

$$V_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{ud}$$

KAAVA 72

$V_{Ed,red}$ = lävistyskuorma

u = lävistyskartion piiri

d = anturan tehollinen korkeus

Epäkeskisesti kuormitetun pilarianturan lävistyskartion leikkausjännitys lasketaan kaavalla 73 (14, s. 196).

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{ud} \left(1 + k \frac{M_{Ed}u}{V_{Ed,red}W} \right)$$

KAAVA 73

$V_{Ed,red}$ = lävistyskuorma

u = lävistyskartion piiri

d = anturan tehollinen korkeus

k = pilarin sivumittojen suhteesta riippuva kerroin

W = tarkastuspiirin leikkausvoiman staattinen momentti

Pilarin sivumittojen suhteesta riippuva kerroin saadaan taulukosta 19 (11, s. 100).

TAULUKKO 19. Pilarin sivumittojen suhteesta riippuva kerroin (11, s. 100)

c_1/c_2	$\leq 0,5$	1,0	2,0	$\geq 3,0$
k	0,45	0,60	0,70	0,80

Tarkastuspiirin staattinen momentti lasketaan kaavalla 74, kun pilari on poikki-leikkaukseltaan suorakaiteen muotoinen (14, s. 202).

$$W = \frac{c_1^2}{2} + c_1c_2 + 2c_2a + 4a^2 + \pi ac_1$$

KAAVA 74

c_1 = pilarin sivumitta kuorman epäkeskisyyden suunnassa

c_2 = pilarin toinen sivumitta

a = lävistyskartion alareunan vaakasuora etäisyys pilarin reunasta

Pilarianturan lävistyskestävyys $v_{Rd,c}$ lasketaan kaavalla 75 (14, s. 196).

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k \left(100 \rho_L \frac{f_{ck}}{MPa} \right)^{1/3} \frac{2d}{a} MPa$$

KAAVA 75

$C_{Rd,c}$ = kaavalla 78 laskettava suure

k = korkeuskerroin

$$\rho_L = \min (\sqrt{\rho_{Ly} \rho_{Lz}}; 0,02)$$

ρ_{Ly} = suhteellinen raudoitusala y:n suunnassa

ρ_{Lz} = suhteellinen raudoitusala z:n suunnassa

d = anturan tehollinen korkeus

a = vaakasuora etäisyys pilarin sivusta lävistyskartion piirin alareunaan

Suure $C_{Rd,c}$ lasketaan leikkausraudoittamattomalle rakenteelle kaavalla 76 (18, s. 19).

$$C_{Rd,c} = \frac{0,3 \left(\frac{D}{d} + 1,5 \right)}{\gamma_c \left(\frac{D}{d} + 4 \right)}$$

KAAVA 76

γ_c = betonin lujuuden osavarmuusluku 1,5

$D = \sqrt{c_1 c_2}$ (suorakaidepilarille)

d = anturan tehollinen korkeus

Korkeuskerroin lasketaan kaavalla 77 (14, s. 202).

$$k = \min \left(\sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}}; 2,0 \right)$$

KAAVA 77

d = anturan tehollinen korkeus

Raudoitussuhde pilarin molemmissa sivusuunnissa lasketaan keskimääräisen raudoitusmäärän mukaan kaistalla, joka ulottuu 3 kertaa anturan tehollisen korkeuden etäisyydelle pilarin molemmille puolille. Jos kaistalla oleva raudoitus on täysin ankkuroitu, lasketaan raudoitussuhde kaavalla 78 (14, s. 70).

$$\rho_L = \frac{\sum A_s}{d(6d+c)}$$

KAAVA 78

A_s = raudoituksen poikkileikkausala tarkastelukaistalla

d = anturan tehollinen korkeus

c = tarkastelusuunnan mukainen pilarin sivumitta

Jos tarkastelukaistan rauditus ei ole täysin ankkuroitu, lasketaan tehollinen raudoitussuhde kaavalla 79 (14, s. 203).

$$\rho_{L,eff} = \rho_L \frac{L_b}{L_{b,rqd}} \quad \text{KAAVA 79}$$

ρ_L = raudoitussuhde

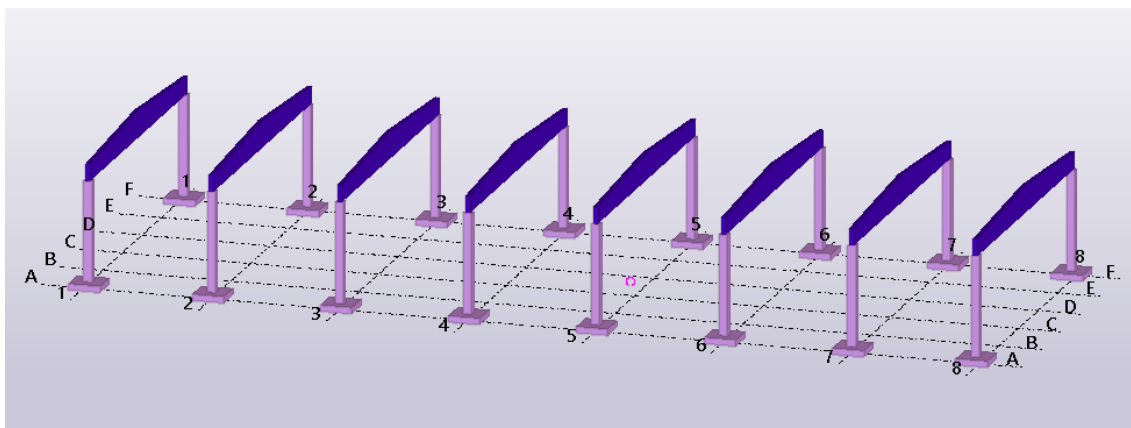
L_b = toteutunut ankkurointipituus

$L_{b,rqd}$ = ankkurointipituuden perusarvo

Lävistyskestävyyden mitoitusehtona on $v_{Rd,c} \geq v_{Ed}$. Jos ehto ei täyty, voidaan lävistyskestävyyttä parantaa esimerkiksi lisäämällä taivutusraudoitusta, parantamalla terästen ankkurointia tai lävistysraudoituksella. (14, s. 203.)

6 ESIMERKKIKOHTEN MITOITUS

Opinnäytetyön tavoitteena oli tarkastella erikokoisten mastopilarijäykistettyjen betonirakenteisten hallien kantavien kehäpilarien ja niiden perustusten dimensioiden muutosta hallin koon kasvaessa. Tarkastelussa olivat 4–11 m korkeat, 15–25 m leveät yksilaivaiset hallit 6–8 m:n kehäjaolla. Korkeuden vaikutusta tarkasteltiin 1 m:n välein ja runkoleveyden vaikutusta 2 m:n välein. Hallin kattorakenteena olivat liimapuupalkit ja niiden päällä puurakenteinen pakettikatto. Luvuissa 6.1 – 6.4 käydään läpi yhden esimerkkikohteen mitoitus. Esimerkkikohteen korkeutena on 4 m, runkoleveytenä 15 m ja kehäjako on 6 m. Kuvassa 25 on esitetty havainnekuva yksilaivaisen hallin kantavista rakenteista.



KUVA 25. Esimerkkikuva hallirakennuksen kantavasta rungosta

6.1 Lähtötiedot

Kaikki tarkasteltavat kohteet mitoitettiin samansuuruisille kuormille siksi, että tulokset olisivat keskenään vertailukelpoiset. Puurakenteisen katon omana painona oli $0,8 \text{ kN/m}^2$ ja katon lumikuormana $2,2 \text{ kN/m}^2$. Katolta tuleville kuormille käytettiin kertoimena 1,1:tä, joka vastaa tasaisesti kuormitetun kolmiaukkoisen palkin tukireaktioita keskimmaisilla tuilla.

Tuulikuorman määrittämisessä maastoluokka oli II. Laskennan yksinkertaistamiseksi tuulikuormien määrittämisessä hallin korkeutena käytettiin pilarin korkeutta ja katon tuulikuormaa ei huomioitu, sillä se oli merkityksettömän pieni loivilla harjakatoilla. Tuulikuormat laskettiin pintapainemenetelmällä. Kahden mastopilarin

ja niiden välisen, nivelellisesti kiinnitetyn liimapuupalkin muodostaman kehän laskentamalli oli kuvan 26 mukainen.



KUVA 26. Kehän laskentamalli

Pilarien voimasuureet laskettiin kolmella eri kuormitusyhdistelmällä:

- KY1: maksimi tuulikuorma, $0,7 \cdot \text{lumikuorma}$
- KY2: maksimi lumikuorma, $0,6 \cdot \text{tuulikuorma}$
- KY3: maksimi tuulikuorma, ei lumikuormaa.

Kertoimet lumi- ja tuulikuormien edessä ovat eurokoodin mukaisia kuormien yhdistelykertoimia. Kehän laskentamallista ratkaistuihin voimasuureisiin lisättiin mitaepätarkkuuksista johtuva lisämomentti, minkä jälkeen laskettiin toisen kertaluvun momentti nimellisjäykkyyden menetelmällä.

Perustusten mitoituksessa maapohjan geoteknisen mitoituskestävyyden arvona käytettiin 330 kN/m^2 . Mitoituksessa huomioitiin toisen kertaluvun momentti täysimääräisenä. Ulkoseinän vaipparakenteiden omaa painoa ei huomioitu betonipilareiden mitoituksessa, vaan niiden kuormitusten oletettiin menevän suoraan perustuksille.

Anturan kokoa määritettäessä kantokestävyyden perusteella huomioitiin anturan päälle tuleva maatäyttö sekä yksinkertaistuksena laskettiin luokan E mukainen hyötykuorma koko anturan pilarin ulkopuolelle jäävälle alalle. Pilarianturoiden sivusuhteena käytettiin 1/1,2:ta. Anturan korkeuden määrittävä tekijä kaikissa tapauksissa oli ankkurointipulttien vaatima korkeus. Kuormitusyhdistelmässä 3 ei tarkasteltu rakenteellista kestävyyttä, koska anturan oman painon, maatäytön

painon ja hyötykuorman suhteellinen osuus kokonaispohjapaineesta oli kaikissa kokoyhdistelmissä noin puolet.

Mitoituksessa oletettiin, että hallin pääty pilarit vastaanottavat kaiken hallin pituussuuntaisen tuulikuorman, joten vinoa taivutusta ei huomioitu kehäpilareiden mitoituksessa. Myöskään palomitoitusta ei käsitelty työssä. Rakenteet mitoitettiin ainoastaan murtorajatilan kuormitusyhdistelmille. Betonin puristuslujuutena pila-reille käytettiin C40/50:tä ja anturoille C25/30:tä.

6.2 Kuormitukset

Ensimmäinen vaihe mitoituksessa oli kuormien määrittäminen. Koska katon oma-paino ja lumikuorma oli jo määritetty opinnäytetyön toimeksiannossa, saatiin ka-ton pääkannattajalle tulevat käyttörajatilan kuormat katon oman painon ja lumi-kuorman neliöpainojen ja runkojaon tulona. Kattopalkin omaa painoa ei huomi-oitu. Pysyvän viivakuorman ominaisarvoksi saatiin 5,28 kN/m ja muuttuvan lumi-kuorman ominaisarvoksi 14,52 kN/m.

Puuskanopeuspaineeksi 4 m korkealle rakennukselle maastoluokassa II saatiin 0,483 kN/m². Hallin poikittaissuuntaisen eli kehän suuntaisen tuulen vaikuttaessa tuulenpuoleisella seinällä oleva kehäpilari on kuvan 8 mukaisella vyöhykkeellä D ja suojanpuoleisen seinän kehäpilari on vyöhykkeellä E. Rakennuksen korkeu-den ja tuulensuuntaisen sivun pituuden suhteeksi saatiin 0,267, jolloin käytettiin taulukon 13 mukaisesti tuulenpuoleisen pilarin puuskanopeuspaineelle kerrointa +0,8 kuormitetun alan ollessa yli 10 m². Suojanpuoleiselle pilarille kerroin oli - 0,5. Rakennekertoimena käytettiin 1,0:aa, jolloin saatiin tuulenpuoleisen seinän tuu-lenpaineen ominaisarvoksi 0,387 kN/m² ja suojanpuoleiselle seinälle -0,242 kN/m². Kuormien tarkempi määrittäminen ja 1. kertaluvun voimasuureiden laskenta on esitetty liitteessä 1.

6.2.1 Kuormitusyhdistelmä 1

Kuormitusyhdistelmässä 1 vaikutti maksimi tuulikuorma ja lumikuorma kerrottiin yhdistelykertoimella 0,7. Symmetrisen lumikuorman vaikuttaessa kattopalkilta siirtyy yhtä suuri kuorma molemmille kehäpilareille. Katolta yhdelle pilarille tule-

vien kuormien mitoitusarvoksi eli pilarin normaalivoiman mitoitusarvoksi ilman pilarin oman painon vaikutusta saatiin 159,9 kN. Tuulenpuoleisen seinän kehäpilarin mitoituskuormaksi saatiin 3,48 kN/m ja suojanpuoleisen seinän pilarille 2,18 kN/m.

Mitoituksen yksinkertaistamiseksi ei huomioitu pilareihin kohdistuvaa sisäpuoleista pintapainetta, koska niiden ollessa yhtä suuret mutta vastakkaissuuntaiset, voimat kumoavat toisensa. Kuitenkin sisäpuolisen paineen huomioiminen vaikuttaa pilareiden voimasuureiden jakaumaan, joten sen huomioiminen olisi muuttanut mitoitusvoimasuureita hieman.

Ensimmäisen kertaluvun momentti tuulenpuoleisen seinän mastopilarille ratkaistiin Mathcad-ohjelmalla siirtymämenetelmällä. Menetelmällä ratkaistiin myös rasitetumman, eli tuulenpuoleisen seinän pilarin juuressa vaikuttava leikkausvoima. Kun ensimmäisen kertaluvun momenttiin lisättiin mittaepätarkkuuksista johtuva lisämomentti, saatiin pilarin juuren momentiksi 27,41 kNm. Leikkausvoiman mitoitusarvoksi saatiin 12,94 kN.

6.2.2 Kuormitusyhdistelmä 2

Kuormitusyhdistelmässä 2 vaikutti maksimi lumikuorma ja tuulikuorma kerrottiin yhdistelykertoimella 0,6. Myös kuormitusyhdistelmän 2 ensimmäisen kertaluvun voimasuureet ratkaistiin siirtymämenetelmällä. Normaalivoiman mitoitusarvoksi saatiin 208,9 kN, leikkausvoiman mitoitusarvoksi 7,77 kN ja ensimmäisen kertaluvun momentiksi pilarin juureen saatiin 18,91 kNm.

6.2.3 Kuormitusyhdistelmä 3

Kuormitusyhdistelmässä 3 vaikutti maksimi tuulikuorma. Lumikuormia ei huomioitu ja rakenteiden omasta painosta johtuvat kuormitusten ominaisarvot kerrottiin kertoimella 0,9. Normaalivoiman mitoitusarvoksi saatiin 35,6 kN, leikkausvoiman mitoitusarvoksi 12,94 kN ja ensimmäisen kertaluvun momentiksi pilarin juureen 25,70 kNm.

6.3 Mastopilarin mitoitus

Mastopilarin poikkileikkaukseksi valittiin alustavasti 280 x 380 mm². Pilarin pituuden ollessa 4 m saatiin pilarin painon mitoitusarvoksi 12,37 kN. Pilarin nurjahduspituudeksi määritettiin 2,18 kertaa pilarin pituus. Ensimmäinen vaihe pilarin mitoituksessa oli hoikkuuden laskenta. Hoikkuuden ollessa alle rajahoikkuuden voidaan toisen kertaluvun vaikutukset momenttiin jättää huomiotta. Hoikkuus ylitti kaikilla kuormitusyhdistelmillä rajahoikkuuden arvon. Myös ensimmäisen kertaluvun momentti oli kaikilla kuormitusyhdistelmillä suurempi kuin eurokoodin mukainen momentin minimiarvo.

Rasitusluokan XC2 mukainen betonipeitteen vähimmäisarvo betoniteräksille on 20 mm, mutta käytettäessä lieriölujuudeltaan vähintään 10 MPa rasitusluokan mukaista minimilujuutta lujempaa betonia voidaan betonipeitteen vähimmäisarvoa pienentää 5 mm. Rasitusluokassa XC2 betonin vähimmäislujuusluokka on C25/30, ja pilarissa käytettiin lujuusluokan C40/50 betonia, jolloin betonipeitteen nimellisarvoksi saatiin mittapoikkeama huomioiden 25 mm, kun käytetään halkaisijaltaan alle 25 mm:n päätankoja.

Pilarin kestävyyskannalta määrääväksi tuli kuormitusyhdistelmä 1, jolla pilarin vaadittavaksi raudoitusmääräksi saatiin 4 kappaletta halkaisijaltaan 12 mm:n harjateräksiä. Tällä raudoitusmäärällä mitoitusmomentiksi saatiin kuormitusyhdistelmällä KY1 55,09 kNm, kuormitusyhdistelmällä KY2 47,94 kNm ja kuormitusyhdistelmällä KY3 29,38 kNm. Pilarin raudoituksessa huomioitiin samanaikaisesti pilarin mitoitusvoimasuureiden vaikutus anturan kokoon ja anturan koon kannalta määräävän kuormitusyhdistelmä 2:n mitoitusmomentti pieneni 26,24 kNm:iin, kun päätangot vaihdettiin halkaisijaltaan 20 mm:iin. Tällöin anturan pohjan alaa voitiin pienentää 1,25 x 1,05 m²:stä 1,15 x 0,95 m²:iin. Pilarin pääraudoitukseksi valittiin 4 kappaletta 20 mm:n harjateräksiä. Mastopilarin tarkempi mitoitus on esitetty liitteessä 2.

6.4 Pilarianturan mitoitus

Pilarianturan sivumitoiksi valittiin iteroimalla Mathcad-ohjelmalla 1,15 x 0,95 m². Anturan koon mitoittava kuormitusyhdistelmä oli 2. Kantokestävyyslaskelmissa

anturan omapaino, anturan päälle tuleva maatayttö ja luokan E mukainen hyötykuorma huomioitiin mitoituksessa pilarilta tulevien kuormien lisäksi. Myös sokkelielementin ja pelti-villa-pelti-elementtien paino huomioitiin. Koska anturan mitoituksessa momentti lasketaan anturan alapintaan, lisättiin pilarin 2. kertaluvun momenttiin pilarin juuressa vaikuttava leikkausvoima kerrottuna anturan korkeudella.

Kuormitusyhdistelmässä 2 kuormien epäkeskisyydeksi saatiin 0,099 m, jolloin anturan pohjan tehokas pinta-ala oli 0,913 m² ja käyttöaste kantokestävyydelle oli 95,7 %. Kaatumisvarmuutta ei huomioitu mitoituksessa erikseen, koska kuormitusyhdistelmä 3 oli täysin sama kuin EQU-rajatilan mukainen kuormitusyhdistelmä. Tästä syystä, kun kantokestävyys riitti kuormitusyhdistelmällä 3, voitiin olla varmoja myös siitä, että rakenne pysyy pystyssä.

Anturan korkeudeksi valittiin 260 mm anturan ja pilarin liitokseen valittujen ankkurointipulttien HPM16L vaatiman korkeuden mukaan. Ankkurointipulttien valinta tehtiin mastopilarin mitoituksessa saatujen 2. kertaluvun mitoitusvoimasuureiden perusteella Peikko Designer -ohjelmalla.

Pilarianturan rakenneteknisessä mitoituksessa anturan omaa painoa, täyttökerroksen painoa eikä hyötykuormaa huomioitu, koska ne eivät lisää rasituksia rakenteelle. Anturan alapinnan vetorausdoitus määräytyi kuormitusyhdistelmän 2, kuvan 23 mukaisen vinohalkeaman vaatiman ankkuroinnin perusteella. Alapinnan raudoitukseksi valittiin anturan lyhyemmän sivun suuntaisesti 8 ja pidemmän sivun suuntaisesti 9 halkaisijaltaan 10 mm:stä harjatankoa. Anturan mitoitus on esitetty tarkemmin liitteessä 3.

7 YHTEENVETO

Opinnäytetyön tavoitteena oli tarkastella yksikerroksisten betonirakenteisten hallirakennusten mastopilarien sekä niiden perustusten dimensioita, kun hallin korkeus, leveys ja kehäjako muuttuvat. Rakenteiden dimensioita vertailemalla oli tarkoitus löytää rajat, jonka sisällä mastopilarijäykistys olisi järkevä jäykistystapa rakennukselle. Raporttiosuuden alussa käydään läpi rakenteisiin vaikuttavien kuormitusten määrittäystä sekä betonipilareiden ja pilarianturoiden mitoitus eurokoodin mukaisesti. Alun teorialuvuissa käsiteltiin asioita hieman laajemmin kuin esimerkkihallien kuormien määrittämisen ja rakenteellisen mitoituksen kannalta on tarpeen.

Tarkastelussa olevien hallien pilarien korkeudet olivat 4:stä 11 metriin, runkoleveydet 15:sta 25 metriin ja runkojaot 6-8 metriä. Korkeuden vaikutusta mastopilarien ja niiden anturoiden dimensioihin tarkasteltiin 1 m:n välein, runkoleveyden vaikutusta 2 m:n välein ja runkojaon vaikutusta 1 m:n välein. Tarkastelussa oli siis yhteensä 144 erilaista hallirakennusta.

Työssä saatiin esitettyä taulukkomuodossa tarkastelualueella olevien hallirakennusten mastopilarien ja niiden pilarianturoiden mitat sekä pilarien raudoitusmäärät. Taulukoita tehtiin 6 kappaletta, joista jokaisessa oli esitettynä tietyn levyisten hallien eri kokoyhdistelmät. Tuloksista huomattiin, että hallin runkoleveydellä ei ollut juurikaan vaikutusta pilarikokoon, raudoitusmäärään tai anturan kokoon. Korkeuden kasvaessa yli 6 m:n kaikissa tapauksissa anturan koon määräävä kuormitusyhdistelmä oli 3. Anturan alan suhteellinen kasvu olikin keskimäärin suurinta pilarin korkeuden kasvaessa 6:sta 7 metriin, kun kuormituksen suuren epäkeskisyyden vuoksi anturan tehollinen ala jäi pieneksi.

Työskentelyssä haastavinta oli se, että betonirakenteisen rakennuksen jäykistystä koskevia laskentaesimerkkejä ei ole samalla tavalla kuin puurakenteisista rakennuksista. Tästä syystä täytyi betonirakenteiden suunnittelua koskevaan eurokoodiin tutustua tarkasti.

Mastopilarin, pilarianturan ja ankkurointipulttien muodostama kokonaisuus on mahdollista suunnitella niin monella tavalla pilarin koosta ja raudoitusmäärästä

riippuen, että haasteena oli saada taulukoiduista tuloksista keskenään vertailukelpoiset. Lopputuloksena saatiin selkeät taulukot, joita tilaaja voi käyttää suunnittelun alkuvaiheessa rakennejärjestelmän valintaa varten. Jatkossa olisi hyödyllistä tehdä samanlaiset taulukot myös muista runkojärjestelmistä.

LÄHTEET

1. SFS-EN 1990 + A1 + AC. 2006. Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluperusteet. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto (SFS).
2. RIL 201-1-2017. 2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto (RIL).
3. Jäykistysjärjestelmät. 2010. Pdf-dokumentti. Betoniteollisuus ry. Saatavissa: <https://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/rakennejarjestelmat/rakennuksen-jaykistys/jaykistysjarjestelmat>. Hakupäivä 12.11.2019.
4. Mäkinen, Pekka 2016. Korkeiden rakennusten EN-standardien mukainen jäykistysuunnittelu. Diplomityö. Tampere: Tampereen teknillinen yliopisto, rakennustekniikan osasto.
5. Eurokoodit: Eurooppalaiset kantavien rakenteiden suunnittelustandardit 2019. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto (SFS). Saatavissa: https://www.sfs.fi/files/309/Eurokoodi_2019_web.pdf. Hakupäivä 12.11.2019.
6. SFS-EN 1991-1-1 + AC. 2002. Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 1-1: Yleiset kuormat. Tilavuuspainot, oma paino ja rakennusten hyötykuormat. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto (SFS).
7. Suomen rakentamismääräyskokoelma. Rakenteiden lujuus ja vakaus. Rakenteiden kuormat. Eurokoodien SFS-EN 1991 kansalliset liitteet. 2019. Helsinki. Ympäristöministeriö. Saatavissa: https://www.ym.fi/fi-FI/Maan kaytto_ja_rakentaminen/Lainsaadanto_ja_ohjeet/Rakentamismaaraysko koelma/Rakenteiden_lujuus_ja_vakaus. Hakupäivä 14.1.2020.
8. SFS-EN 1991-1-3 + AC + A1. 2015. Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 1-3: Yleiset kuormat. Lumikuormat. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto (SFS).

9. SFS-EN 1991-1-4 + AC + A1. 2011. Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 1-4: Yleiset kuormat. Tuulikuormat. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto (SFS).
10. Suunnitteluperusteet. 2010. Pdf-dokumentti. Betoniteollisuus ry. Saatavissa: <https://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/rakennejarjestelmat/rakennuksen-jay-kistys/suunnitteluperusteet>. Hakupäivä 22.1.2020.
11. SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC. 2015. Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto (SFS).
12. Leskelä, Matti V 2008. Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus, By 210. Helsinki: Suomen Betonitieto Oy.
13. RT 82-10821. 2004. Betonielementtirunkorakenteet. Rakennustieto Oy. Saatavissa: <https://kortistot.rakennustieto.fi/kortit/RT%2082-10821> (vaatii käyttäjälisenssin). Hakupäivä 27.1.2020.
14. By 211. 2014. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja - Osa 2. Helsinki: Suomen betoniyhdistys ry.
15. Pilareiden mittasuositus. Saatavissa: <https://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/runkorakenteet/pilarit/pilareiden-mittasuositus>. Hakupäivä 8.2.2020.
16. Leskelä, Matti V 2010. Puristettujen rakenteiden tarkastelu standardissa SFS-EN 1992-1-1 (kohta 5.8). Pdf-dokumentti. Saatavissa: <https://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/runkorakenteet/pilarit/nurjahduspituus>. Hakupäivä 5.2.2020.
17. Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan. Osa 5. Pilarit 2009. Rakennustuoteteollisuus RTT ry. Pdf-dokumentti. Saatavissa: <https://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/suunnitteluprosessi/normit-ja-standardit/suunnittelu-eurokoodeilla>. Hakupäivä 10.2.2020.
18. Suomen rakentamismääräyskokoelma. Rakenteiden lujuus ja vakaus. Betonirakenteet 2019. Helsinki: Ympäristöministeriö. Saatavissa: <https://www.eurocodes.fi/ymn-kansalliset-liitteet/>. Hakupäivä 10.2.2020.

19. RIL 207-2009. 2009. Geotekninen suunnittelu. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto (RIL).
20. SFS-EN 1997-1 + A1 + AC. 2014. Eurokoodi 7. Geotekninen suunnittelu. Osa 1: Yleiset säännöt. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto (SFS).
21. Jääskeläinen, Raimo 2009. Pohjarakennuksen perusteet. Jyväskylä: Tammermekniikka / Amk-kustannus Oy.
22. Suomen rakentamismääräyskokoelma. Rakenteiden lujuus ja vakaus. Pohjarakenteiden suunnittelu 2018. Helsinki: Ympäristöministeriö. Saatavissa: <https://www.eurocodes.fi/ymn-kansalliset-liitteet/>. Hakupäivä 11.2.2020.
23. Eurocode 2 commentary 2008. Bryssel: European Concrete Platform ASBL. Saatavissa: https://www.theconcreteinitiative.eu/images/ECP_Documents/Eurocode2_Commentary.pdf. Hakupäivä 14.2.2020.

Kuormitukset:

Lähtötiedot:

$$K_{FI} := 1$$

Runkoleveys (m): $d := 15 \text{ m}$

Kehäjako (m): $J := 6 \text{ m}$

Oma paino:

Kattorakenteen paino: $g_k := 0.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Viivakuorma palkille: $G_{k.sup} := 1.1 \cdot g_k \cdot J = 5.28 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ $G_{k.inf} := G_{k.sup}$

Lumikuorma:

Lumikuorma katolla: $s_k := 2.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Viivakuorma palkille: $q_{s,k} := 1.1 \cdot s_k \cdot J = 14.52 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Tuulikuorma:

Lähtötiedot:

Rakennuksen korkeus (m): **$Korkeus := 4$** Runkoleveys (m): **$d = 15 \text{ m}$** Kehäjako (m): **$J = 6 \text{ m}$** Maastoluokka (ml0,1,2,3,4): **$Maastoluokka := ml2$**

z (m)	Maastoluokka				
	0	I	II	III	IV
0	0,66	0,42	0,39	0,35	0,32
1	0,66	0,42	0,39	0,35	0,32
2	0,78	0,52	0,39	0,35	0,32
5	0,96	0,65	0,53	0,35	0,32
8	1,05	0,73	0,61	0,43	0,32
10	1,09	0,76	0,65	0,47	0,32
15	1,18	0,83	0,72	0,55	0,40
20	1,24	0,88	0,77	0,60	0,45
25	1,29	0,92	0,82	0,65	0,50
30	1,33	0,95	0,85	0,68	0,54
35	1,37	0,98	0,88	0,72	0,57
40	1,40	1,01	0,91	0,74	0,60

$$q_{p0z} := \text{linterp}(h, Maastoluokka, Korkeus) \frac{kN}{m^2} = 0.483 \frac{kN}{m^2}$$

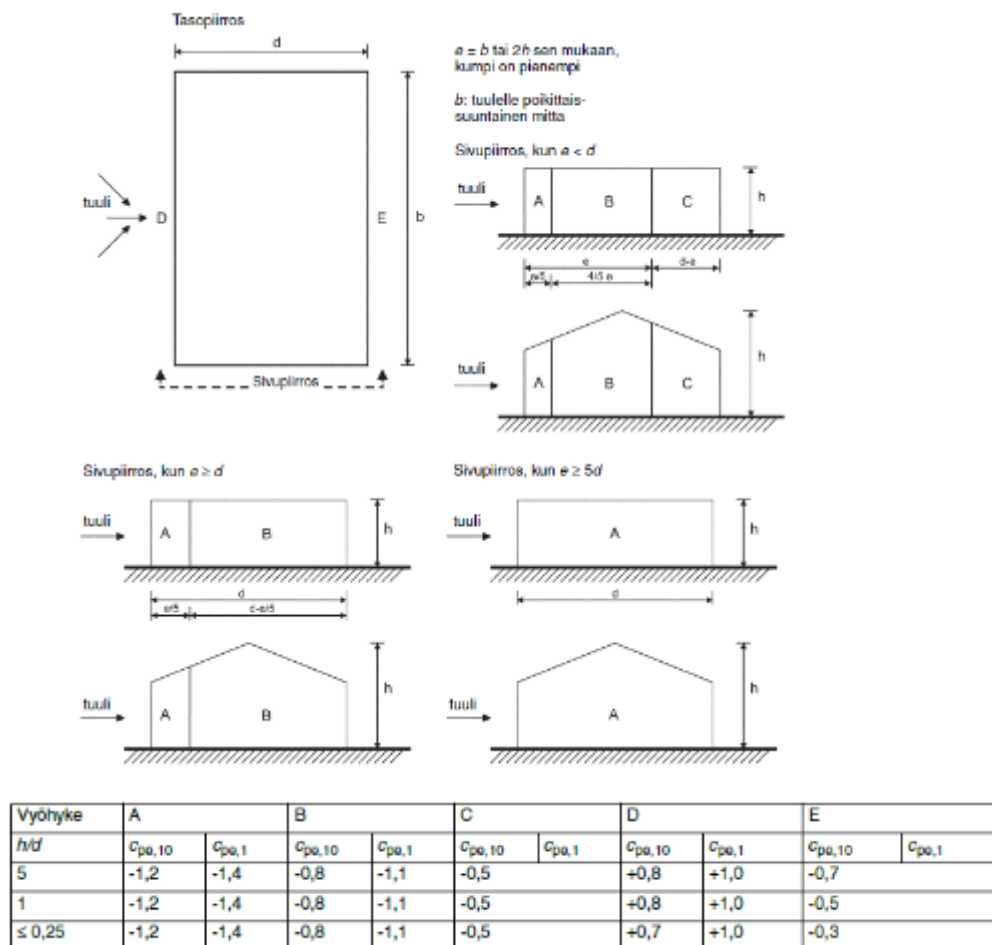
Tuulikuormat kehälle:

$$\text{Rakennekerroin: } c_s c_d := 1 \quad q_{pz} := \gamma_D \cdot q_{p0z} = 0.483 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Nopeuspaineen tarkastelukorkeus: } z_e := 4$$

$$h := Korkeus \cdot m = 4 \text{ m} \quad \frac{h}{d} = 0.267$$

$$d = 15 \text{ m}$$



Ulkopuolinen paine, vyöhyke D:

Painekerroin: $c_{pe,10} := 0.8$ $w_e := q_p z \cdot c_{pe,10} = 0.387 \frac{kN}{m^2}$

Kuormitusala:

$$A_{ref} := J \cdot h = 24 \text{ m}^2$$

Ulkoisen paineen kuorma pilarille:

$$F_{w,e} := c_s c_d \cdot w_e \cdot A_{ref} = 9.28 \text{ kN}$$

Ulkoisen paineen
viivakuorma pilarille:

$$q_{w,dk} := \frac{F_{w,e}}{h} = 2.32 \frac{kN}{m}$$

Ulkopuolinen paine, vyöhyke E:

Painekerroin: $c_{pe,10} := -0.5$ $w_e := q_p z \cdot c_{pe,10} = -0.242 \frac{kN}{m^2}$

Kuormitusala:

$$A_{ref} := J \cdot h = 24 \text{ m}^2$$

Ulkoisen paineen kuorma pilarille:

$$F_{w,e} := c_s c_d \cdot w_e \cdot A_{ref} = -5.8 \text{ kN}$$

Ulkoisen paineen viivakuorma pila-
rille:

$$q_{w,ek} := \frac{F_{w,e}}{h} = -1.45 \frac{kN}{m}$$

Kuormitusyhdistelmät:

$$1,15K_{FI}G_{k,j,sup} + 0,9G_{k,j,inf} + 1,5K_{FI}Q_{k,1} + 1,5K_{FI}\sum \Psi_{0,i}Q_{k,i}$$

KY1: Täysi tuulikuorma, 0,7 * lumikuorma:

G_{k,sup}: oma paino

Q_{k1} = tuuli

Q_{k2} = lumi

KY2: Täysi lumikuorma, 0,6 * tuulikuorma:

G_{k,sup}: oma paino

Q_{k1} = lumi

Q_{k2} = tuuli

KY3: Täysi tuulikuorma, ei lunta:

G_{k,inf}: oma paino

Q_{k1} = tuuli

Kuorma	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Lumikuorma (katso SFS-EN 1991-1-3)*) kun $s_k < 2,75 \text{ kN/m}^2$ $s_k \geq 2,75 \text{ kN/m}^2$	0,7 0,7	0,4 0,5	0,2 0,2
Jääkuorma ***)	0,7	0,3	0
Rakennusten tuulikuormat (SFS-EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0

Kuormitusyhdistelmä 1:

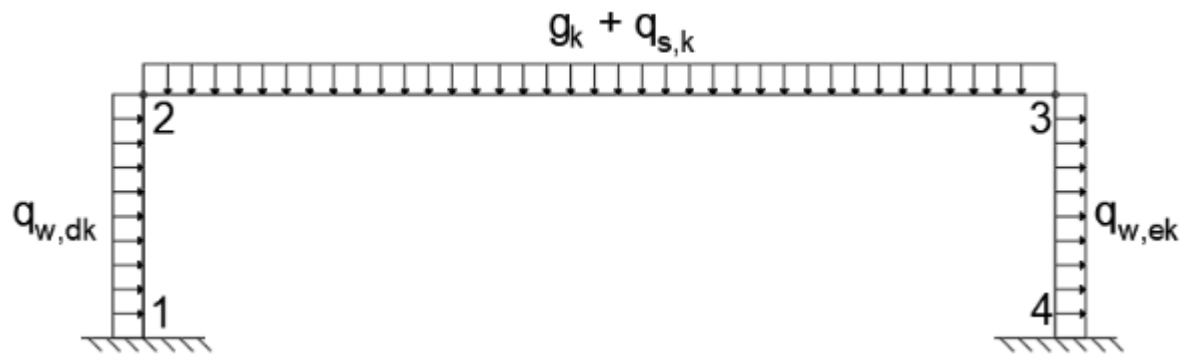
$$\Psi_0 := 0.7$$

Oma paino: $G_{k,sup} = 5.28 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ $G_{d,sup} := 1.15 \cdot K_{FI} \cdot G_{k,sup} = 6.072 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Tuuli (vyöhyke D): $w_{dk} = 2.32 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ $q_{w,dd} := 1.5 \cdot K_{FI} \cdot q_{w,dk} = 3.48 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Tuuli (vyöhyke E): $q_{w,ek} = -1.45 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ $q_{w,ed} := 1.5 \cdot K_{FI} \cdot q_{w,ek} = -2.175 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Lumi: $q_{s,k} = 14.52 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ $q_{s,d} := 1.5 \cdot K_{FI} \cdot \Psi_0 \cdot q_{s,k} = 15.246 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$



$$N_{Ed} := (G_{d,sup} + q_{s,d}) \cdot \frac{d}{2} = 159.885 \text{ kN} \quad V_{Ed} = 12.941 \text{ kN}$$

$$M_{ala} = 23.925 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Lisämomentti: } M := 1$$

$$l_0 := 2.18 \cdot L = 8.72 \text{ m} \quad \theta_0 := \frac{1}{200} \quad \alpha_h := \frac{2}{\sqrt{\frac{L}{\text{m}}}} = 1 \quad \alpha_m := \sqrt{0.5 \left(1 + \frac{1}{M} \right)} = 1$$

$$\theta_i := \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = 0.005$$

$$e_i := \theta_i \cdot \frac{l_0}{2} = 0.022 \text{ m}$$

$$\text{Korjattu momentti: } M_{0Ed} := M_{ala} + (e_i \cdot N_{Ed}) = 27.41 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kuormitusyhdistelmä 2:

$$\Psi_0 := 0.6$$

Oma paino: $G_{k.sup} = 5.28 \frac{kN}{m}$ $G_{d.sup} := 1.15 \cdot K_{FI} \cdot G_{k.sup} = 6.072 \frac{kN}{m}$

Lumi: $q_{s.k} = 14.52 \frac{kN}{m}$ $q_{s.d} := 1.5 \cdot K_{FI} \cdot q_{s.k} = 21.78 \frac{kN}{m}$

Tuuli (vyöhyke D): $w_{.dk} = 2.32 \frac{kN}{m}$ $q_{w.dd} := 1.5 \cdot K_{FI} \cdot \Psi_0 \cdot q_{w.dk} = 2.088 \frac{kN}{m}$

Tuuli (vyöhyke E): $w_{.ek} = -1.45 \frac{kN}{m}$ $q_{w.ed} := 1.5 \cdot K_{FI} \cdot \Psi_0 \cdot q_{w.ek} = -1.305 \frac{kN}{m}$

$$N_{Ed} := (G_{d.sup} + q_{s.d}) \cdot \frac{d}{2} = 208.89 \text{ kN} \quad V_{Ed} = 7.765 \text{ kN}$$

$$M_{ala} = 14.355 \text{ kN} \cdot m$$

Lisämomentti: $M := 1$

$$l_0 := 2.18 \cdot L = 8.72 \text{ m} \quad \theta_0 := \frac{1}{200} \quad \alpha_h := \frac{2}{\sqrt{\frac{L}{m}}} = 1 \quad \alpha_m := \sqrt{0.5 \left(1 + \frac{1}{M} \right)} = 1$$

$$\theta_i := \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = 0.005$$

$$e_i := \theta_i \cdot \frac{l_0}{2} = 0.022 \text{ m}$$

Korjattu momentti: $M_{0Ed} := M_{ala} + (e_i \cdot N_{Ed}) = 18.909 \text{ kN} \cdot m$

Kuormitusyhdistelmä 3:

Oma paino: $G_{k.inf} = 5.28 \frac{kN}{m}$ $G_{d.inf} := 0.9 \cdot G_{k.inf} = 4.752 \frac{kN}{m}$

Tuuli (vyöhyke D): $w_{dk} = 2.32 \frac{kN}{m}$ $q_{w.dd} := 1.5 \cdot K_{FI} \cdot q_{w.dk} = 3.48 \frac{kN}{m}$

Tuuli (vyöhyke E): $q_{w.ek} = -1.45 \frac{kN}{m}$ $q_{w.ed} := 1.5 \cdot K_{FI} \cdot q_{w.ek} = -2.175 \frac{kN}{m}$

$$N_{Ed} := G_{d.inf} \cdot \frac{d}{2} = 35.64 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 12.941 \text{ kN}$$

$$M_{ala} = 23.925 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Lisämomentti: $M := 1$

$$l_0 := 2.18 \cdot L = 8.72 \text{ m} \quad \theta_0 := \frac{1}{200} \quad \alpha_h := \frac{2}{\sqrt{\frac{L}{m}}} = 1 \quad \alpha_m := \sqrt{0.5 \left(1 + \frac{1}{M} \right)} = 1$$

$$\theta_i := \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = 0.005$$

$$e_i := \theta_i \cdot \frac{l_0}{2} = 0.022 \text{ m}$$

Korjattu momentti: $M_{0Ed} := M_{ala} + (e_i \cdot N_{Ed}) = 24.702 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Mastopilarin mitoitus

Rakenne

Poikkileikkaus, alustava: $b := 280 \text{ mm}$ $h := 380 \text{ mm}$ $A_c := b \cdot h = 0.106 \text{ m}^2$

Pilarin pituus: $L := 4 \text{ m}$

Pilarin painon mitoitusarvo: $g_{d.pilari} := 1.15 \cdot A_c \cdot L \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 12.236 \text{ kN}$

Nurjahduspituus: $L_0 := 2.18 \cdot L = 8.72 \text{ m}$

Betonin lujuusluokka: $f_{ck} := 40 \text{ MPa}$ $f_{cm} := f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 48 \text{ MPa}$
C40/50

$$\alpha_{cc} := 0.85 \quad \gamma_c := 1.5 \quad f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 22.667 \text{ MPa}$$

Betonipeite (XC2): $c_{nom} := 25 \text{ mm}$

Rauditus B500B: $f_{yk} := 500 \text{ MPa}$ $\gamma_s := 1.15$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.78 \text{ MPa}$$

Virumaluku: $\varphi_{ef} := 2$

Kuormitusyhdistelmä 1 Täysi tuulikuorma, 0,7 * lumikuorma

$$N_{Ed} := 159.885 \text{ kN} + g_{d.pilari} = 172.121 \text{ kN}$$

$$M_{0Ed} := 27.41 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$e_0 := \max\left(\frac{h}{30}, 20 \text{ mm}\right) = 20 \text{ mm}$$

$$M_{min} := e_0 \cdot N_{Ed} = 3.442 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Hoikkuus: } L_0 = 8720 \text{ mm} \quad i := \frac{h}{\sqrt{12}} = 109.697 \text{ mm} \quad \lambda := \frac{L_0}{i} = 79.492$$

$$\text{Rajahoikkuus: } A := 0.7 \quad B := 1.1 \quad C := 0.7 \quad n := \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = 0.071$$

$$\lambda_{lim} := 20 \cdot A \cdot B \cdot C \cdot \frac{1}{\sqrt{n}} = 40.352$$

$$\lambda \geq \lambda_{lim} = 1 \quad \Rightarrow 2. \text{ kertaluvun momentti}$$

2. kortaluvun momentti

Valitaan alustavasti: päätan-
got: 4 kpl $\phi 20$ mm
haat: $\phi 6$ mm

$$\phi_{pt} := 20 \text{ mm}$$

$$\phi_h := 6 \text{ mm}$$

-> keskiöetäisyys reunasta: $d' := c_{nom} + 1.1 \cdot \phi_h + \frac{1.1 \cdot \phi_{pt}}{2} = 42.6 \text{ mm}$

$$k_1 := \sqrt{\frac{f_{ck}}{20 \text{ MPa}}} = 1.414 \quad k_2 := \min\left(n \cdot \frac{\lambda}{170}, 0.20\right) = 0.033 \quad K_c := \frac{k_1 \cdot k_2}{1 + \varphi_{ef}} = 0.016$$

$$E_{cm} := 22 \text{ GPa} \left(\frac{f_{cm}}{10 \text{ MPa}}\right)^{(0.3)} = 35.22 \text{ GPa} \quad \gamma_{cE} := 1.2 \quad E_{cd} := \frac{E_{cm}}{\gamma_{cE}} = 29.35 \text{ GPa}$$

$$I_c := \frac{b \cdot h^3}{12} = (1.28 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

Valittu
raudoitusmäärä:

$$A_s := 4 \cdot \pi \cdot \frac{\phi_{pt}^2}{4} = (1.257 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$K_s := 1 \quad E_s := 200 \text{ GPa}$$

$$e_s := \frac{h}{2} - d' = 147.4 \text{ mm} \quad I_s := A_s \cdot e_s^2 = (2.73 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

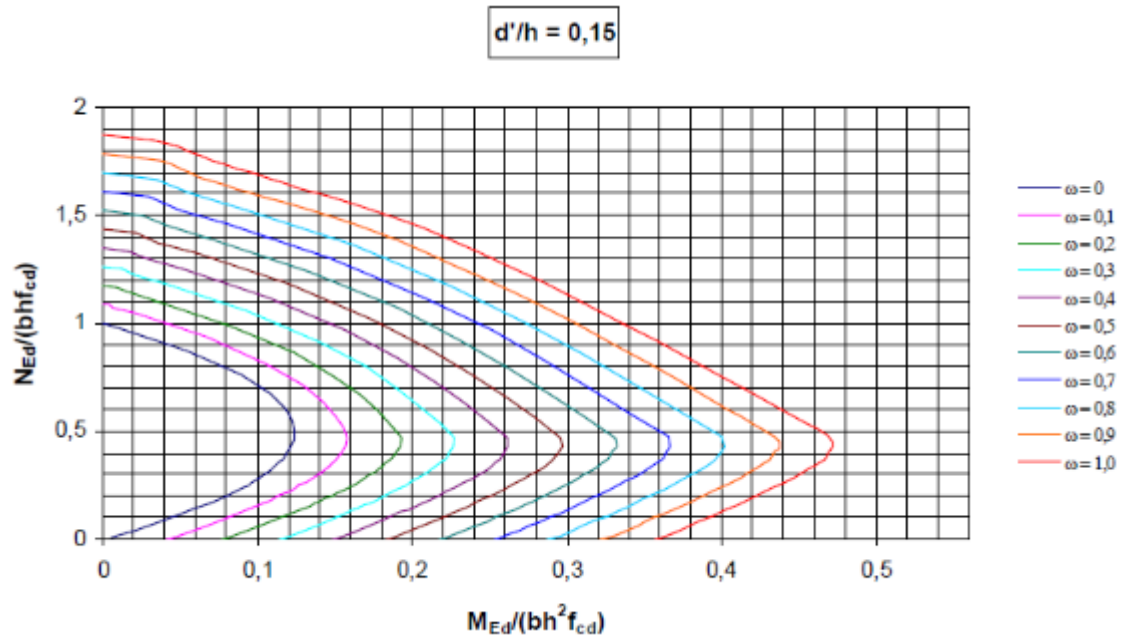
$$\text{Nimellisjäykkyys: } EI := K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s = (6.052 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

Momentin jakaumasta
riippuva kerroin: $\beta := 1$

Nimellisjäykkyy-
teen perustuva
nurjhduskuorma:

$$N_b := \frac{\pi^2 EI}{L_0^2} = 785.497 \text{ kN}$$

$$\text{Mitoitusmomentti: } M_{Ed} := M_{0Ed} \cdot \left(1 + \frac{\beta}{\frac{N_b}{N_{Ed}} - 1}\right) = 35.102 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



$$\frac{d'}{h} = 0.112 \rightarrow 0,15 \quad n = 0.071 \quad \mu := \frac{M_{Ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = 0.038$$

$$\omega := 0.02$$

Vaadittu

raudoitusmäärä:

$$A_{s,vaad} := \omega \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 110.94 \text{ mm}^2$$

$$A_s \geq A_{s,vaad} = 1$$

Pääraudoituksen
minimiala:

$$A_{s,min} := \max\left(\frac{0.10 N_{Ed}}{f_{yd}}, 0.002 A_c\right) = 212.8 \text{ mm}^2$$

$$A_s \geq A_{s,min} = 1$$

Pääraudoituksen
enimmäisala:

$$A_{s,max} := 0.06 \cdot A_c = 6384 \text{ mm}^2$$

$$A_s \leq A_{s,max} = 1$$

Valittu

raudoitusmäärä:

$$A_s = 1256.6 \text{ mm}^2$$

Kuormitusyhdistelmä 2

Täysi lumikuorma, 0,6 * tuulikuorma

$$N_{Ed} := 208.89 \text{ kN} + g_{d.pilari} = 221.126 \text{ kN}$$

$$M_{0Ed} := 18.909 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$e_0 := \max\left(\frac{h}{30}, 20 \text{ mm}\right) = 20 \text{ mm}$$

$$M_{min} := e_0 \cdot N_{Ed} = 4.423 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Hoikkuus: } L_0 = 8720 \text{ mm} \quad i := \frac{h}{\sqrt{12}} = 109.697 \text{ mm} \quad \lambda := \frac{L_0}{i} = 79.492$$

$$\text{Rajahoikkuus: } A := 0.7 \quad B := 1.1 \quad C := 0.7 \quad n := \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = 0.092$$

$$\lambda_{lim} := 20 \cdot A \cdot B \cdot C \cdot \frac{1}{\sqrt{n}} = 35.601$$

$$\lambda \geq \lambda_{lim} = 1 \quad \Rightarrow 2. \text{ kertaluvun momentti}$$

2. kertaluvun momentti

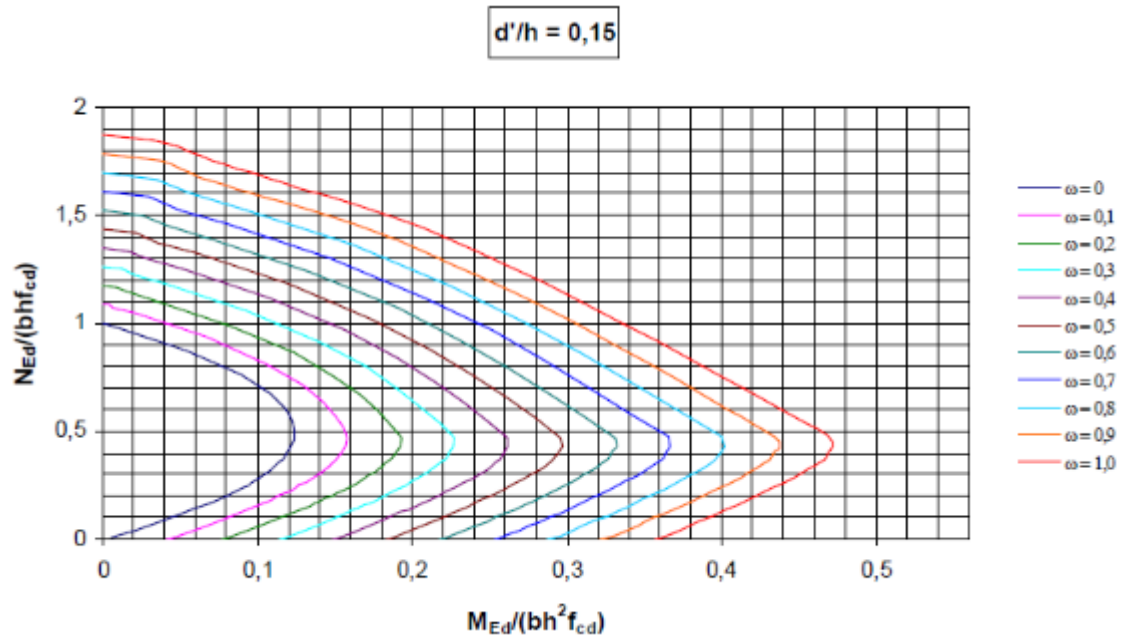
$$k_1 := \sqrt{\frac{f_{ck}}{20 \text{ MPa}}} = 1.414 \quad k_2 := \min\left(n \cdot \frac{\lambda}{170}, 0.20\right) = 0.043 \quad K_c := \frac{k_1 \cdot k_2}{1 + \varphi_{ef}} = 0.02$$

$$\text{Nimellisjäykkyys: } EI := K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s = (6.22 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

$$\text{Momentin jakaumasta riippuva kerroin: } \beta := 1$$

$$\text{Nimellisjäykkyyteen perustuva nurjahduskuorma: } N_b := \frac{\pi^2 EI}{L_0^2} = 807.344 \text{ kN}$$

$$\text{Mitoitusmomentti: } M_{Ed} := M_{0Ed} \cdot \left(1 + \frac{\beta}{\frac{N_b}{N_{Ed}} - 1}\right) = 26.042 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



$$\frac{d'}{h} = 0.112$$

-> 0,15

$$n = 0.092$$

$$\mu := \frac{M_{Ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = 0.028$$

$$\omega := 0$$

Vaadittu

raudoitusmäärä:

$$A_{s,vaad} := \omega \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0 \text{ mm}^2$$

$$A_s \geq A_{s,vaad} = 1$$

Pääraudoituksen
minimiala:

$$A_{s,min} := \max\left(\frac{0.10 N_{Ed}}{f_{yd}}, 0.002 A_c\right) = 212.8 \text{ mm}^2$$

$$A_s \geq A_{s,min} = 1$$

Pääraudoituksen
enimmäisala:

$$A_{s,max} := 0.06 \cdot A_c = 6384 \text{ mm}^2$$

$$A_s \leq A_{s,max} = 1$$

Valittu

raudoitusmäärä:

$$A_s = 1256.6 \text{ mm}^2$$

Kuormitusyhdistelmä 3

Täysi tuulikuorma, ei lumikuormaa

$$N_{Ed} := 35.64 \text{ kN} + \frac{g_{d,pilari}}{1.15} \cdot 0.9 = 45.216 \text{ kN}$$

$$M_{0Ed} := 24.702 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$e_0 := \max\left(\frac{h}{30}, 20 \text{ mm}\right) = 20 \text{ mm}$$

$$M_{min} := e_0 \cdot N_{Ed} = 0.904 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Hoikkuus: } L_0 = 8720 \text{ mm} \quad i := \frac{h}{\sqrt{12}} = 109.697 \text{ mm} \quad \lambda := \frac{L_0}{i} = 79.492$$

$$\text{Rajahoikkuus: } A := 0.7 \quad B := 1.1 \quad C := 0.7 \quad n := \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = 0.019$$

$$\lambda_{lim} := 20 \cdot A \cdot B \cdot C \cdot \frac{1}{\sqrt{n}} = 78.729$$

$$\lambda \geq \lambda_{lim} = 1 \quad \Rightarrow \text{2. kertaluvun momentti}$$

2. kertaluvun momentti

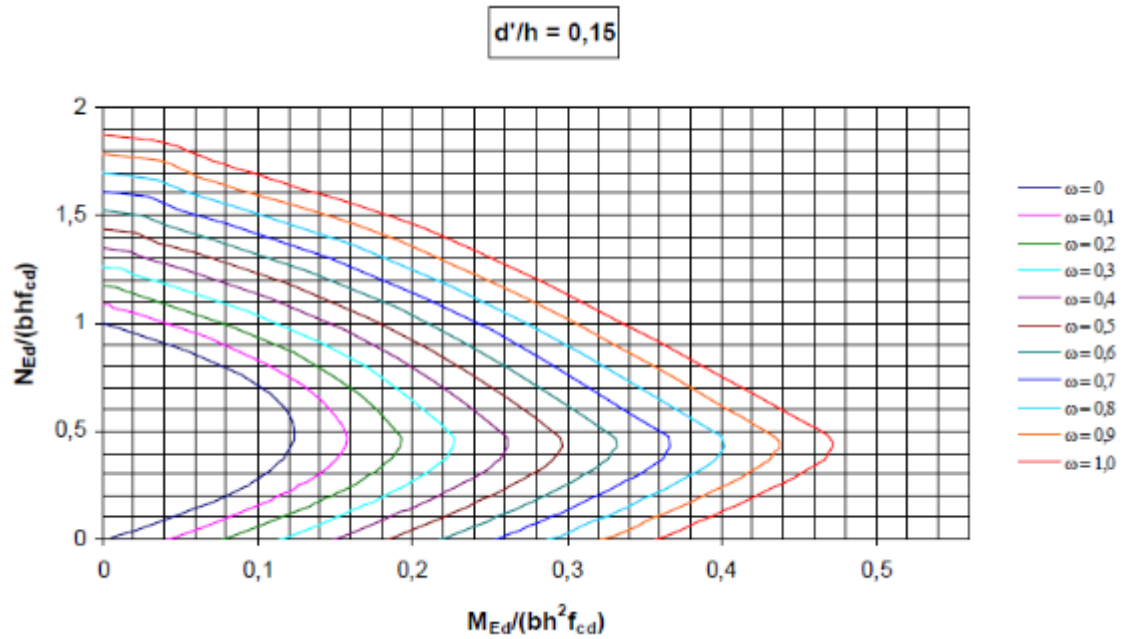
$$k_1 := \sqrt{\frac{f_{ck}}{20 \text{ MPa}}} = 1.414 \quad k_2 := \min\left(n \cdot \frac{\lambda}{170}, 0.20\right) = 0.009 \quad K_c := \frac{k_1 \cdot k_2}{1 + \varphi_{ef}} = 0.004$$

$$\text{Nimellisjäykkyys: } EI := K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s = (5.616 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

$$\text{Momentin jakaumasta riippuva kerroin: } \beta := 1$$

$$\text{Nimellisjäykkyyteen perustuva nurjahduskuorma: } N_b := \frac{\pi^2 EI}{L_0^2} = 728.922 \text{ kN}$$

$$\text{Mitoitusmomentti: } M_{Ed} := M_{0Ed} \cdot \left(1 + \frac{\beta}{\frac{N_b}{N_{Ed}} - 1}\right) = 26.336 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



$$\frac{d'}{h} = 0.112 \rightarrow 0,15 \quad n = 0.019 \quad \mu := \frac{M_{Ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = 0.029$$

$$\omega := 0.045$$

Vaadittu

raudoitusmäärä:

$$A_{s,vaad} := \omega \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 249.614 \text{ mm}^2$$

$$A_s \geq A_{s,vaad} = 1$$

Pääraudoituksen
minimiala:

$$A_{s,min} := \max \left(\frac{0.10 N_{Ed}}{f_{yd}}, 0.002 A_c \right) = 212.8 \text{ mm}^2$$

$$A_s \geq A_{s,min} = 1$$

Pääraudoituksen
enimmäisala:

$$A_{s,max} := 0.06 \cdot A_c = 6384 \text{ mm}^2$$

$$A_s \leq A_{s,max} = 1$$

Valittu

raudoitusmäärä:

$$A_s = 1256.6 \text{ mm}^2$$

Pilarianturan mitoitus

Lähtötiedot

Pilarin korkeus (m): $H := 4 \text{ m}$ Pilarin poikkileikkauksen korkeus: $c_1 := 380 \text{ mm}$
 Kehäjako (m): $J := 6 \text{ m}$ Pilarin poikkileikkauksen leveys: $c_2 := 280 \text{ mm}$

Rakenne

Poikkileikkaus: $B_1 := 1.15 \text{ m}$ $B_2 := \frac{B_1}{1.2} = 0.958 \text{ m}$ $A := B_1 \cdot B_2 = 1.102 \text{ m}^2$
 Anturan korkeus: $h_F := 0.26 \text{ m}$
 Anturan omapaino: $g_{k,antura} := A \cdot h_F \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 7.164 \text{ kN}$
 $g_{d,antura} := g_{k,antura} \cdot 1.15 = 8.238 \text{ kN}$
 Betonin lujuusluokka: C25/30 $f_{ck} := 25 \text{ MPa}$ $f_{ctm} := 0.3 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \text{ MPa} = 2.565 \text{ MPa}$
 $\alpha_{cc} := 0.85$ $\gamma_c := 1.5$ $f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 14.167 \text{ MPa}$
 Betonipeite (XC2): $c_{nom1} := 50 \text{ mm}$ $c_{nom2} := 30 \text{ mm}$
 Rauditus B500B: $f_{yk} := 500 \text{ MPa}$ $\gamma_s := 1.15$ $\phi := 10 \text{ mm}$
 $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.78 \text{ MPa}$

Kuormat pilarilta tulevien lisäksi

Maatäyttö 0,6 m: $g_{k,maa} := 0.6 \text{ m} \cdot (A - c_1 \cdot c_2) \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 11.948 \text{ kN}$
 $g_{d,maa} := g_{k,maa} \cdot 1.15 = 13.74 \text{ kN}$
 Seinärakenne:
 Sokkelielementti: $g_{k,sokkeli} := 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot J \cdot 1 \text{ m} = 24 \text{ kN}$
 $g_{d,sokkeli} := g_{k,sokkeli} \cdot 1.15 = 27.6 \text{ kN}$
 Pelti-villa-pelti: $g_{k,pvp} := 0.325 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot J \cdot (H - 1 \text{ m}) = 5.85 \text{ kN}$
 $g_{d,pvp} := g_{k,pvp} \cdot 1.15 = 6.728 \text{ kN}$
 Hyötykuorma (luokka E): $q_{k,hyöty} := 7.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (A - c_1 \cdot c_2) = 7.468 \text{ kN}$
 $q_{d,hyöty} := q_{k,hyöty} \cdot 1.5 = 11.201 \text{ kN}$

Kuormitusyhdistelmä 1

Täysi tuulikuorma, 0,7 * lumikuorma

$$V_d := 172.121 \text{ kN} + g_{d,antura} + g_{d,maa} + g_{d,sokkeli} + g_{d,pvp} + q_{d,hjötty} = 239.628 \text{ kN}$$

$$H_d := 12.941 \text{ kN}$$

$$M_d := 35.318 \text{ kN} \cdot \text{m} + H_d \cdot h_F = 38.683 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Epäkeskisyyys: $e := \frac{M_d}{V_d} = 0.161 \text{ m} \quad B'_1 := B_1 - 2 e = 0.827 \text{ m}$

$$\frac{e}{B_1} \leq \frac{1}{3} = 1$$

Tehokas pinta-ala: $A' := B_2 \cdot B'_1 = 0.793 \text{ m}^2$

Geotekninen kanto- $R_d := 330 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad R_d \cdot A' = 261.585 \text{ kN}$
kestävyys:

Käyttöaste: $\frac{V_d}{R_d \cdot A'} = 0.916$

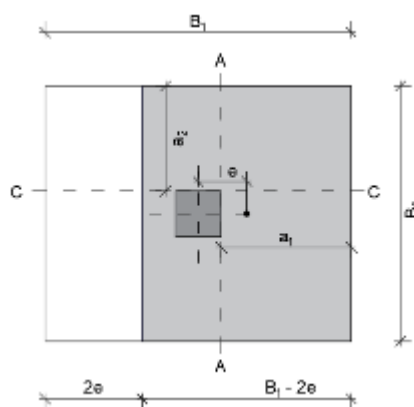
Taivutuskestävyys

$$V_{Ed} := V_d - g_{d,antura} - g_{d,maa} - q_{d,hjötty} = 206.449 \text{ kN}$$

Pohjapaine: $g_d := \frac{V_{Ed}}{A'} = 260.444 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

$$a_1 := \frac{B_1 - c_1}{2} = 0.385 \text{ m}$$

$$a_2 := \frac{B_2 - c_2}{2} = 0.339 \text{ m}$$



Tehollinen korkeus:

$$d_1 := h_F - c_{nom1} - \frac{1}{2} \phi = 205 \text{ mm} \quad d_2 := h_F - c_{nom1} - 1.1 \frac{3}{2} \phi = 193.5 \text{ mm}$$

Taivutusmomentti:

A-A: $M_{Ed1} := \frac{1}{2} \cdot \sigma_{gd} \cdot a_1^2 \cdot B_2 = 18.498 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Suhteellinen momentti:

$$\mu_1 := \frac{M_{Ed1}}{B_2 \cdot d_1^2 \cdot f_{cd}} = 0.032 \quad \beta_{bd} := 0.493$$

Raudoitussuhde: $\beta_1 := 1 - \sqrt{1 - 2 \mu_1} = 0.033 \quad \beta_1 \leq \beta_{bd} = 1 \quad \omega_1 := \beta_1$

Raudoitusmäärä: $A_{s.vaad1} := \omega_1 \cdot B_2 \cdot d_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 211.015 \text{ mm}^2$

Minimiraudoitus: $A_{s.min1} := \max\left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot d_1 \cdot B_2, 0.0013 d_1 \cdot B_2\right) = 262.032 \text{ mm}^2$

$$A_{s1} := \max(A_{s.vaad1}, A_{s.min1}) = 262.032 \text{ mm}^2$$

Tankovälin

maksimiarvo: $s_{max.slabs} := \min(2 h_F, 250 \text{ mm}) = 250 \text{ mm}$

Tanko-
väli: $k_1 := \min\left(s_{max.slabs}, \frac{0.25 \cdot \pi \cdot \phi^2}{A_{s1}} B_2\right) = 250 \text{ mm}$

$$\frac{B_2}{k_1} = 3.833 \quad \rightarrow \quad A_{s.tot1} := 8 \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = 628.319 \text{ mm}^2$$

C-C: $M_{Ed2} := \frac{1}{2} \cdot \sigma_{gd} \cdot a_2^2 \cdot B'_1 = 12.391 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Suhteellinen

momentti: $\mu_2 := \frac{M_{Ed2}}{B_1 \cdot d_2^2 \cdot f_{cd}} = 0.02 \quad \beta_{bd} := 0.493$

Raudoitussuhde: $\beta_2 := 1 - \sqrt{1 - 2 \mu_2} = 0.021 \quad \beta_2 \leq \beta_{bd} = 1 \quad \omega_2 := \beta_2$

Raudoitus-
määrä: $A_{s.vaad2} := \omega_2 \cdot B_1 \cdot d_2 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 148.805 \text{ mm}^2$

Minimiraudoitus: $A_{s.min2} := \max\left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot d_2 \cdot B_1, 0.0013 d_2 \cdot B_1\right) = 296.8 \text{ mm}^2$

$$A_{s2} := \max(A_{s.vaad2}, A_{s.min2}) = 296.8 \text{ mm}^2$$

Tankovälin

maksimiarvo: $s_{max.slabs} := \min(2 h_F, 250 \text{ mm}) = 250 \text{ mm}$

Tankoväli: $k_2 := \min\left(s_{max.slabs}, \frac{0.25 \cdot \pi \cdot \phi^2}{A_{s2}} B_1\right) = 250 \text{ mm}$

$$\frac{B_1}{k_2} = 4.6 \quad \rightarrow \quad A_{s.tot2} := 7 \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = 549.779 \text{ mm}^2$$

Ankkurointi $\eta_1 := 1 \quad \eta_2 := 1 \quad \alpha_{ct} := 1 \quad f_{ctk.0.05} := 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.795 \text{ MPa}$

A-A: $f_{ctd} := \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk.0.05}}{\gamma_c} = 1.197 \text{ MPa}$

Tartuntalujuuden mitoitusarvo: $\sigma_{sd} := 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2.693 \text{ MPa}$

Ankkuroitava voima: $\sigma_{sd} := f_{yd} \cdot \frac{A_{s.vaad1}}{A_{s.tot1}} = 146.018 \text{ MPa}$

Ankkurointipituiden perusarvo: $l_{b.rqd1} := \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = 135.5 \text{ mm}$

Ankkurointipituiden minimiarvo: $l_{b.min} := \max(0.3 \cdot l_{b.rqd1}, 10 \cdot \phi, 100 \text{ mm}) = 100 \text{ mm}$

$l_{b.1} := \max(l_{b.rqd1}, l_{b.min}) = 135.5 \text{ mm}$

Toteutunut ankkurointipituus: $l_{b.tot} := a_1 - c_{nom2} = 355 \text{ mm}$

$l_{b.tot} \geq l_{b.1} = 1$

C-C:

Ankkuroitava voima: $\sigma_{sd} := f_{yd} \cdot \frac{A_{s.vaad2}}{A_{s.tot2}} = 91.529 \text{ MPa}$

Ankkurointipituiden perusarvo: $l_{b.rqd2} := \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = 85 \text{ mm}$

Ankkurointipituiden minimiarvo: $l_{b.min} := \max(0.3 \cdot l_{b.rqd2}, 10 \cdot \phi, 100 \text{ mm}) = 100 \text{ mm}$

$l_{b.2} := \max(l_{b.rqd2}, l_{b.min}) = 100 \text{ mm}$

Toteutunut ankkurointipituus: $l_{b.tot} := a_2 - c_{nom2} = 309.167 \text{ mm}$

$l_{b.tot} \geq l_{b.2} = 1$

Ankkurointi vinohalkeamalle**A-A:**

$$B_2 = 958 \text{ mm} \quad a_1 = 385 \text{ mm} \quad x := \frac{h_F}{2} = 130 \text{ mm} \quad e_1 := 0.15 \cdot c_1 = 57 \text{ mm}$$

Ankkuroitava
voima:

$$F_S := \sigma_{gd} \cdot B_2 \cdot \frac{h_F}{1.8 d_1} \cdot \left(a_1 - \frac{h_F}{4} + e_1 \right) = 66.301 \text{ kN}$$

$$\Sigma u_s := A_{s,tot1} \cdot \frac{4}{\phi} = 251.3 \text{ mm}$$

Ankkurointi-
kestävyys:

$$F_{bd} := \left(\frac{h_F}{2} - c_{nom2} \right) f_{bd} \cdot \Sigma u_s = 67.688 \text{ kN}$$

Käyttö-
aste:

$$\frac{F_S}{F_{bd}} = 0.98$$

C-C:

$$B_1 = 1150 \text{ mm} \quad a_2 = 339.2 \text{ mm} \quad x := \frac{h_F}{2} = 130 \text{ mm} \quad e_2 := 0.15 \cdot c_2 = 42 \text{ mm}$$

Ankkuroitava
voima:

$$F_S := \sigma_{gd} \cdot B'_1 \cdot \frac{h_F}{1.8 d_2} \cdot \left(a_2 - \frac{h_F}{4} + e_2 \right) = 50.843 \text{ kN}$$

$$\Sigma u_s := A_{s,tot2} \cdot \frac{4}{\phi} = 282.7 \text{ mm}$$

Ankkurointi-
kestävyys:

$$F_{bd} := \left(\frac{h_F}{2} - c_{nom2} \right) f_{bd} \cdot \Sigma u_s = 59.227 \text{ kN}$$

Käyttö-
aste:

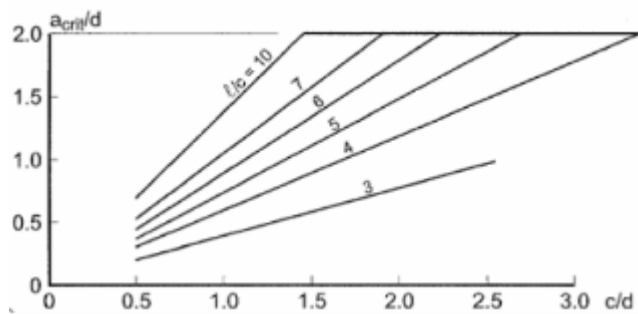
$$\frac{F_S}{F_{bd}} = 0.858$$

Lävistys $d_{eff} := \frac{d_1 + d_2}{2}$

$$\frac{c_1}{d_{eff}} = 1.907$$

$$\frac{B_1}{c_1} = 3.026$$

$$a_{crit1} := 0.75 \cdot d_{eff} = 149.4 \text{ mm}$$



$$\Delta A_{red1} := 2 a_{crit1} \cdot (c_1 + c_2) + c_1 \cdot c_2 + \pi \cdot a_{crit1}^2 = 0.374 \text{ m}^2$$

$$\Delta V_{Ed1} := \sigma_{gd} \cdot \Delta A_{red1} = 97.358 \text{ kN}$$

Lävistyskuorma: $V_{Ed.red1} := V_{Ed} - \Delta V_{Ed1} = 109.091 \text{ kN}$

Lävistyskartion

piiri: $u_1 := 2 (c_1 + c_2) + 2 \pi a_{crit1} = 2.259 \text{ m}$

c_1/c_2	$\leq 0,5$	1,0	2,0	$\geq 3,0$
k	0,45	0,60	0,70	0,80

$$\frac{c_1}{c_2} = 1.357$$

$$k := 0.6357$$

$$W_1 := \frac{c_1^2}{2} + c_1 \cdot c_2 + 2 c_2 \cdot a_{crit1} + 4 a_{crit1}^2 + \pi \cdot a_{crit1} \cdot c_1 = 0.53 \text{ m}^2$$

Leikkausjännitys: $V_{Ed1} := \frac{V_{Ed.red1}}{u_1 \cdot d_{eff}} \left(1 + k \cdot \frac{M_d \cdot u_1}{V_{Ed.red1} \cdot W_1} \right) = 0.475 \text{ MPa}$

$$D := \sqrt{c_1 \cdot c_2} = 0.326 \text{ m}$$

$$C_{Rd.c1} := \frac{0.3}{\gamma_c} \cdot \frac{\left(\frac{D}{d_{eff}} + 1.5 \right)}{\left(\frac{D}{d_{eff}} + 4 \right)} = 0.111$$

$$k := \min \left(1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d_{eff}}}, 2.0 \right) = 2$$

$$l_{b,1} = 135.542 \text{ mm}$$

$$l_{b1} := a_1 - a_{crit1} = 235.563 \text{ mm}$$

$$l_{b1} \geq l_{b,1} = 1$$

$$B_{eff2} := \min \left((6 d_1 + c_2), B_2 \right) = 0.958 \text{ m} \quad \Sigma A_s := A_{s.tot1} \cdot \frac{B_{eff2}}{B_2} = 628.319 \text{ mm}^2$$

$$\rho_y := \frac{\Sigma A_s}{d_1 \cdot B_{eff2}} = 0.003$$

$$l_{b,2} = 109.237 \text{ mm}$$

$$l_{b2} := a_2 - a_{crit1} = 189.729 \text{ mm} \quad l_{b2} \geq l_{b,2} = 1$$

$$B_{eff1} := \min((6 d_2 + c_1), B_1) = 1.15 \text{ m} \quad \Sigma A_s := A_{s,tot2} \cdot \frac{B_{eff1}}{B_1} = 549.779 \text{ mm}^2$$

$$\rho_z := \frac{\Sigma A_s}{d_2 \cdot B_{eff1}} = 0.002$$

$$\rho_L := \min(\sqrt{\rho_y \cdot \rho_z}, 0.02) = 0.003$$

Lävistys-
kestävyys:

$$V_{Rd,c1} := C_{Rd,c1} \cdot k \cdot \left(100 \rho_L \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{2 d_{eff}}{a_{crit1}} \right) \text{MPa} = 1.137 \text{ MPa}$$

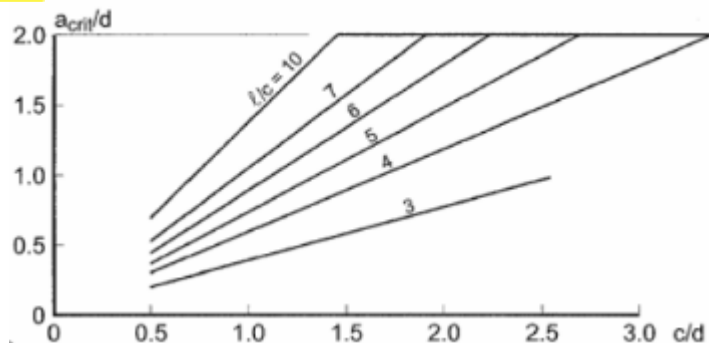
Käyttöaste:

$$\frac{V_{Ed1}}{V_{Rd,c1}} = 0.418$$

$$\frac{c_2}{d_{eff}} = 1.405$$

$$\frac{B_2}{c_2} = 3.423$$

$$a_{crit2} := 0.66 \cdot d_{eff} = 131.5 \text{ mm}$$



$$\Delta A_{red2} := 2 a_{crit2} \cdot (c_1 + c_2) + c_1 \cdot c_2 + \pi \cdot a_{crit2}^2 = 0.334 \text{ m}^2$$

$$\Delta V_{Ed2} := \sigma_{gd} \cdot \Delta A_{red2} = 87.07 \text{ kN}$$

$$\text{Lävistyskuorma: } V_{Ed,red2} := V_{Ed} - \Delta V_{Ed2} = 119.378 \text{ kN}$$

Lävistyskartion
piiri:

$$u_2 := 2 (c_1 + c_2) + 2 \pi a_{crit2} = 2.146 \text{ m}$$

c_1/c_2	$\leq 0,5$	1,0	2,0	$\geq 3,0$
k	0,45	0,60	0,70	0,80

$$\frac{c_1}{c_2} = 1.357$$

$$k := 0.6357$$

$$W_2 := \frac{c_1^2}{2} + c_1 \cdot c_2 + 2 c_2 \cdot a_{crit2} + 4 a_{crit2}^2 + \pi \cdot a_{crit2} \cdot c_1 = 0.478 \text{ m}^2$$

Leikkausjänni-

$$V_{Ed2} := \frac{V_{Ed,red2}}{u_2 \cdot d_{eff}} \left(1 + k \cdot \frac{M_d \cdot u_2}{V_{Ed,red2} \cdot W_2} \right) = 0.537 \text{ MPa}$$

$$D := \sqrt{c_1 \cdot c_2} = 0.326 \text{ m}$$

$$C_{Rd.c2} := \frac{0.3}{\gamma_c} \cdot \frac{\left(\frac{D}{d_{eff}} + 1.5\right)}{\left(\frac{D}{d_{eff}} + 4\right)} = 0.111$$

$$k := \min\left(1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d_{eff}}}, 2.0\right) = 2$$

$$l_{b.1} = 135.542 \text{ mm} \quad l_{b1} := a_1 - a_{crit2} = 253.495 \text{ mm} \quad l_{b1} \geq l_{b.1} = 1$$

$$B_{eff2} := \min\left((6 d_1 + c_2), B_2\right) = 0.958 \text{ m} \quad \Sigma A_s := A_{s.tot1} \cdot \frac{B_{eff2}}{B_2} = 628.319 \text{ mm}^2$$

$$\rho_y := \frac{\Sigma A_s}{d_1 \cdot B_{eff2}} = 0.003$$

$$l_{b.2} = 109.237 \text{ mm} \quad l_{b2} := a_2 - a_{crit2} = 207.662 \text{ mm} \quad l_{b2} \geq l_{b.2} = 1$$

$$B_{eff1} := \min\left((6 d_2 + c_1), B_1\right) = 1.15 \text{ m} \quad \Sigma A_s := A_{s.tot2} \cdot \frac{B_{eff1}}{B_1} = 549.779 \text{ mm}^2$$

$$\rho_z := \frac{\Sigma A_s}{d_2 \cdot B_{eff1}} = 0.002$$

$$\rho_L := \min\left(\sqrt{\rho_y \cdot \rho_z}, 0.02\right) = 0.003$$

$$\text{Lävistys-} \quad V_{Rd.c2} := C_{Rd.c2} \cdot k \cdot \left(100 \rho_L \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{2 d_{eff}}{a_{crit2}}\right) \text{ MPa} = 1.292 \text{ MPa}$$

$$\text{kestävyys:}$$

$$\text{Käyttöaste:} \quad \frac{V_{Ed2}}{V_{Rd.c2}} = 0.416$$

Kuormitusyhdistelmä 2

Täysi lumikuorma, 0,6 * tuulikuorma

$$V_d := 221.126 \text{ kN} + g_{d,antura} + g_{d,maa} + g_{d,sokkeli} + g_{d,pvp} + q_{d,hyyöty} = 288.633 \text{ kN}$$

$$H_d := 7.765 \text{ kN}$$

$$M_d := 26.242 \text{ kN} \cdot \text{m} + H_d \cdot h_F = 28.261 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Epäkeskisyyt:

$$e := \frac{M_d}{V_d} = 0.098 \text{ m} \quad B'_1 := B_1 - 2 e = 0.954 \text{ m}$$

$$\frac{e}{B_1} \leq \frac{1}{3} = 1$$

Tehokas pinta-ala: $A' := B'_1 \cdot B_2 = 0.914 \text{ m}^2$

Geotekninen kantokestävyyt:

$$R_d := 330 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad R_d \cdot A' = 301.758 \text{ kN}$$

$$\frac{V_d}{R_d \cdot A'} = 0.957$$

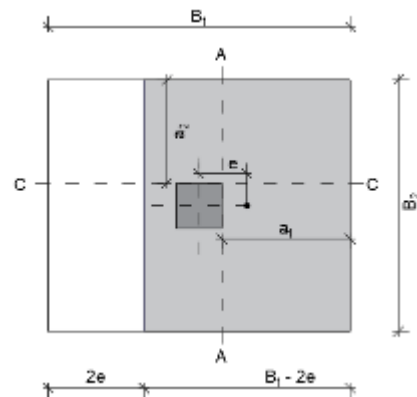
Taivutuskestävyyt

$$V_{Ed} := V_d - g_{d,antura} - g_{d,maa} - q_{d,hyyöty} = 255.454 \text{ kN}$$

Pohjapaine: $g_d := \frac{V_{Ed}}{A'} = 279.362 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

$$a_1 := \frac{B_1 - c_1}{2} = 0.385 \text{ m}$$

$$a_2 := \frac{B_2 - c_2}{2} = 0.339 \text{ m}$$



Tehollinen korkeus:

$$d_1 := h_F - c_{nom1} - \frac{1}{2} \phi = 205 \text{ mm} \quad d_2 := h_F - c_{nom1} - 1.1 \frac{3}{2} \phi = 193.5 \text{ mm}$$

Taivutusmomentti:

A-A: $M_{Ed1} := \frac{1}{2} \cdot \sigma_{gd} \cdot a_1^2 \cdot B_2 = 19.842 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Suhteellinen momentti:

$$\mu_1 := \frac{M_{Ed1}}{B_2 \cdot d_1^2 \cdot f_{cd}} = 0.035 \quad \beta_{bd} := 0.493$$

Raudoitussuhde: $\beta_1 := 1 - \sqrt{1 - 2 \mu_1} = 0.035 \quad \beta_1 \leq \beta_{bd} = 1 \quad \omega_1 := \beta_1$

Raudoitusmäärä: $A_{s.vaad1} := \omega_1 \cdot B_2 \cdot d_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 226.624 \text{ mm}^2$

Minimiraudoitus: $A_{s.min1} := \max \left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot d_1 \cdot B_2, 0.0013 d_1 \cdot B_2 \right) = 262.032 \text{ mm}^2$

$$A_{s1} := \max (A_{s.vaad1}, A_{s.min1}) = 262.032 \text{ mm}^2$$

Tankovälin

maksimiarvo: $s_{max.slabs} := \min (2 h_F, 250 \text{ mm}) = 250 \text{ mm}$

Tankoväli: $k_1 := \min \left(s_{max.slabs}, \frac{0.25 \cdot \pi \cdot \phi^2}{A_{s1}} B_2 \right) = 250 \text{ mm}$

$$\frac{B_2}{k_1} = 3.833 \quad \rightarrow \quad A_{s.tot1} := 9 \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = 706.858 \text{ mm}^2$$

C-C: $M_{Ed2} := \frac{1}{2} \cdot \sigma_{gd} \cdot a_2^2 \cdot B'_1 = 15.332 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Suhteellinen

momentti: $\mu_2 := \frac{M_{Ed2}}{B_1 \cdot d_2^2 \cdot f_{cd}} = 0.025 \quad \beta_{bd} := 0.493$

Raudoitussuhde: $\beta_2 := 1 - \sqrt{1 - 2 \mu_2} = 0.025 \quad \beta_2 \leq \beta_{bd} = 1 \quad \omega_2 := \beta_2$

Raudoitusmäärä: $A_{s.vaad2} := \omega_2 \cdot B_1 \cdot d_2 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 184.587 \text{ mm}^2$

Minimiraudoitus: $A_{s.min2} := \max \left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot d_2 \cdot B_1, 0.0013 d_2 \cdot B_1 \right) = 296.8 \text{ mm}^2$

$$A_{s2} := \max (A_{s.vaad2}, A_{s.min2}) = 296.8 \text{ mm}^2$$

Tankovälin

maksimiarvo: $s_{max.slabs} := \min (2 h_F, 250 \text{ mm}) = 250 \text{ mm}$

Tankoväli: $k_2 := \min \left(s_{max.slabs}, \frac{0.25 \cdot \pi \cdot \phi^2}{A_{s2}} B_1 \right) = 250 \text{ mm}$

$$\frac{B_1}{k_2} = 4.6 \quad \rightarrow \quad A_{s.tot2} := 8 \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = 628.319 \text{ mm}^2$$

Ankkurointi $\eta_1 := 1 \quad \eta_2 := 1 \quad \alpha_{ct} := 1 \quad f_{ctk.0.05} := 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.795 \text{ MPa}$

A-A: $f_{ctd} := \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk.0.05}}{\gamma_c} = 1.197 \text{ MPa}$

Tartuntalujuuden mitoitusarvo: $f_{bd} := 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2.693 \text{ MPa}$

Ankkuroitava voima: $\sigma_{sd} := f_{yd} \cdot \frac{A_{s.vaad1}}{A_{s.tot1}} = 139.395 \text{ MPa}$

Ankkurointipituuden perusarvo: $l_{b.rqd} := \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = 129.4 \text{ mm}$

Ankkurointipituuden minimiarvo: $l_{b.min} := \max(0.3 \cdot l_{b.rqd}, 10 \cdot \phi, 100 \text{ mm}) = 100 \text{ mm}$

$$l_{b.1} := \max(l_{b.rqd}, l_{b.min}) = 129.4 \text{ mm}$$

Toteutunut ankkurointipituus: $l_{b.tot} := a_1 - c_{nom2} = 355 \text{ mm}$

$$l_{b.tot} \geq l_{b.1} = 1$$

C-C:

Ankkuroitava voima: $\sigma_{sd} := f_{yd} \cdot \frac{A_{s.vaad2}}{A_{s.tot2}} = 127.73 \text{ MPa}$

Ankkurointipituuden perusarvo: $l_{b.rqd} := \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = 118.6 \text{ mm}$

Ankkurointipituuden minimiarvo: $l_{b.min} := \max(0.3 \cdot l_{b.rqd}, 10 \cdot \phi, 100 \text{ mm}) = 100 \text{ mm}$

$$l_{b.2} := \max(l_{b.rqd}, l_{b.min}) = 118.6 \text{ mm}$$

Toteutunut ankkurointipituus: $l_{b.tot} := a_2 - c_{nom2} = 309.167 \text{ mm}$

$$l_{b.tot} \geq l_{b.2} = 1$$

Ankkurointi vinohalkeamalle**A-A:**

$$B_2 = 958 \text{ mm} \quad a_1 = 385 \text{ mm} \quad x := \frac{h_F}{2} = 130 \text{ mm} \quad e_1 := 0.15 \cdot c_1 = 57 \text{ mm}$$

Ankkuroitava
voima:

$$F_S := \sigma_{gd} \cdot B_2 \cdot \frac{h_F}{1.8 d_1} \cdot \left(a_1 - \frac{h_F}{4} + e_1 \right) = 71.117 \text{ kN}$$

$$\Sigma u_s := A_{s,tot1} \cdot \frac{4}{\phi} = 282.7 \text{ mm}$$

Ankkurointi-
kestävyys:

$$F_{bd} := \left(\frac{h_F}{2} - c_{nom2} \right) f_{bd} \cdot \Sigma u_s = 76.149 \text{ kN}$$

Käyttö-
aste:

$$\frac{F_S}{F_{bd}} = 0.934$$

C-C:

$$B_1 = 1150 \text{ mm} \quad a_2 = 339.2 \text{ mm} \quad x := \frac{h_F}{2} = 130 \text{ mm} \quad e_2 := 0.15 \cdot c_2 = 42 \text{ mm}$$

Ankkuroitava
voima:

$$F_S := \sigma_{gd} \cdot B'_1 \cdot \frac{h_F}{1.8 d_2} \cdot \left(a_2 - \frac{h_F}{4} + e_2 \right) = 62.912 \text{ kN}$$

$$\Sigma u_s := A_{s,tot2} \cdot \frac{4}{\phi} = 282.7 \text{ mm}$$

Ankkurointi-
kestävyys:

$$F_{bd} := \left(\frac{h_F}{2} - c_{nom2} \right) f_{bd} \cdot \Sigma u_s = 67.688 \text{ kN}$$

Käyttö-
aste:

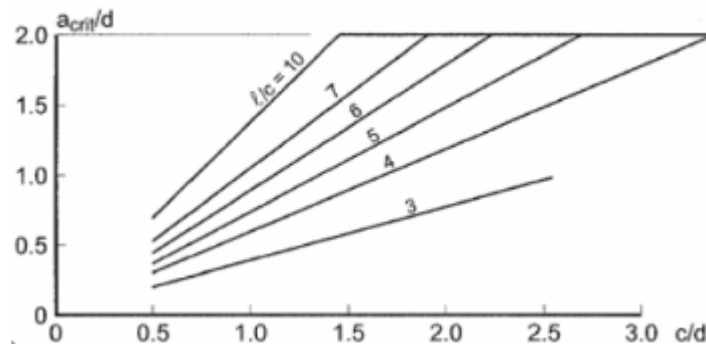
$$\frac{F_S}{F_{bd}} = 0.929$$

Lävistys $d_{eff} := \frac{d_1 + d_2}{2}$

$$\frac{c_1}{d_{eff}} = 1.907$$

$$\frac{B_1}{c_1} = 3.026$$

$$a_{crit1} = 149.4 \text{ mm}$$



$$\Delta A_{red1} := 2 a_{crit1} \cdot (c_1 + c_2) + c_1 \cdot c_2 + \pi \cdot a_{crit1}^2 = 0.374 \text{ m}^2$$

$$\Delta V_{Ed1} := \sigma_{gd} \cdot \Delta A_{red1} = 104.43 \text{ kN}$$

Lävistyskuorma: $V_{Ed.red1} := V_{Ed} - \Delta V_{Ed1} = 151.024 \text{ kN}$

Lävistyskartion

piiri: $u_1 := 2 (c_1 + c_2) + 2 \pi a_{crit1} = 2.259 \text{ m}$

c_1/c_2	$\leq 0,5$	1,0	2,0	$\geq 3,0$
k	0,45	0,60	0,70	0,80

$$\frac{c_1}{c_2} = 1.357$$

$$k := 0.6357$$

$$W_1 := \frac{c_1^2}{2} + c_1 \cdot c_2 + 2 c_2 \cdot a_{crit1} + 4 a_{crit1}^2 + \pi \cdot a_{crit1} \cdot c_1 = 0.53 \text{ m}^2$$

Leikkausjännitys: $V_{Ed1} := \frac{V_{Ed.red1}}{u_1 \cdot d_{eff}} \left(1 + k \cdot \frac{M_d \cdot u_1}{V_{Ed.red1} \cdot W_1} \right) = 0.506 \text{ MPa}$

$$D := \sqrt{c_1 \cdot c_2} = 0.326 \text{ m}$$

$$C_{Rd.c1} := \frac{0.3}{\gamma_c} \cdot \frac{\left(\frac{D}{d_{eff}} + 1.5 \right)}{\left(\frac{D}{d_{eff}} + 4 \right)} = 0.111$$

$$k := \min \left(1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d_{eff}}}, 2.0 \right) = 2$$

$$l_{b,1} = 129.394 \text{ mm}$$

$$l_{b1} := a_1 - a_{crit1} = 235.563 \text{ mm}$$

$$l_{b1} \geq l_{b,1} = 1$$

$$B_{eff2} := \min \left((6 d_1 + c_2), B_2 \right) = 0.958 \text{ m} \quad \Sigma A_s := A_{s.tot1} \cdot \frac{B_{eff2}}{B_2} = 706.858 \text{ mm}^2$$

$$\rho_y := \frac{\Sigma A_s}{d_1 \cdot B_{eff2}} = 0.004$$

$$l_{b,2} = 118.567 \text{ mm} \quad l_{b2} := a_2 - a_{crit1} = 189.729 \text{ mm} \quad l_{b2} \geq l_{b,2} = 1$$

$$B_{eff1} := \min((6 d_2 + c_1), B_1) = 1.15 \text{ m} \quad \Sigma A_s := A_{s,tot2} \cdot \frac{B_{eff1}}{B_1} = 628.319 \text{ mm}^2$$

$$\rho_z := \frac{\Sigma A_s}{d_2 \cdot B_{eff1}} = 0.003$$

$$\rho_L := \min(\sqrt{\rho_y \cdot \rho_z}, 0.02) = 0.003$$

Lävistys-
kestävyys:

$$V_{Rd,c1} := C_{Rd,c1} \cdot k \cdot \left(100 \rho_L \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{2 d_{eff}}{a_{crit1}} \right) \text{MPa} = 1.186 \text{ MPa}$$

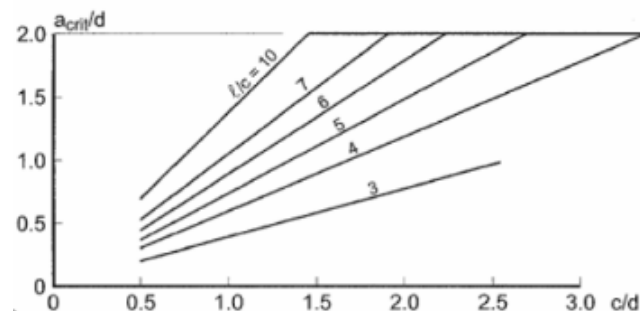
Käyttöaste:

$$\frac{V_{Ed1}}{V_{Rd,c1}} = 0.426$$

$$\frac{c_2}{d_{eff}} = 1.405$$

$$\frac{B_2}{c_2} = 3.423$$

$$a_{crit2} = 131.5 \text{ mm}$$



$$\Delta A_{red2} := 2 a_{crit2} \cdot (c_1 + c_2) + c_1 \cdot c_2 + \pi \cdot a_{crit2}^2 = 0.334 \text{ m}^2$$

$$\Delta V_{Ed2} := \sigma_{gd} \cdot \Delta A_{red2} = 93.395 \text{ kN}$$

Lävistyskuorma: $V_{Ed,red2} := V_d - \Delta V_{Ed2} = 195.238 \text{ kN}$

Lävistyskartion
piiri:

$$u_2 := 2 (c_1 + c_2) + 2 \pi a_{crit2} = 2.146 \text{ m}$$

c_1/c_2	$\leq 0,5$	1,0	2,0	$\geq 3,0$
k	0,45	0,60	0,70	0,80

$$\frac{c_1}{c_2} = 1.357$$

$$k := 0.6357$$

$$W_2 := \frac{c_1^2}{2} + c_1 \cdot c_2 + 2 c_2 \cdot a_{crit2} + 4 a_{crit2}^2 + \pi \cdot a_{crit2} \cdot c_1 = 0.478 \text{ m}^2$$

Leikkausjännitys: $V_{Ed2} := \frac{V_{Ed,red2}}{u_2 \cdot d_{eff}} \left(1 + k \cdot \frac{M_d \cdot u_2}{V_{Ed,red2} \cdot W_2} \right) = 0.645 \text{ MPa}$

$$D := \sqrt{c_1 \cdot c_2} = 0.326 \text{ m}$$

$$C_{Rd.c2} := \frac{0.3}{\gamma_c} \cdot \frac{\left(\frac{D}{d_{eff}} + 1.5\right)}{\left(\frac{D}{d_{eff}} + 4\right)} = 0.111$$

$$k := \min\left(1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d_{eff}}}, 2.0\right) = 2$$

$$l_{b.1} = 129.394 \text{ mm} \quad l_{b1} := a_1 - a_{crit2} = 253.495 \text{ mm} \quad l_{b1} \geq l_{b.1} = 1$$

$$B_{eff2} := \min\left((6 d_1 + c_2), B_2\right) = 0.958 \text{ m} \quad \Sigma A_s := A_{s.tot1} \cdot \frac{B_{eff2}}{B_2} = 706.858 \text{ mm}^2$$

$$\rho_y := \frac{\Sigma A_s}{d_1 \cdot B_{eff2}} = 0.004$$

$$l_{b.2} = 118.567 \text{ mm} \quad l_{b2} := a_2 - a_{crit2} = 207.662 \text{ mm} \quad l_{b2} \geq l_{b.2} = 1$$

$$B_{eff1} := \min\left((6 d_2 + c_1), B_1\right) = 1.15 \text{ m} \quad \Sigma A_s := A_{s.tot2} \cdot \frac{B_{eff1}}{B_1} = 628.319 \text{ mm}^2$$

$$\rho_z := \frac{\Sigma A_s}{d_2 \cdot B_{eff1}} = 0.003$$

$$\rho_L := \min\left(\sqrt{\rho_y \cdot \rho_z}, 0.02\right) = 0.003$$

$$\text{Lävistys-} \quad V_{Rd.c2} := C_{Rd.c2} \cdot k \cdot \left(100 \rho_L \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{2 d_{eff}}{a_{crit2}}\right) \text{ MPa} = 1.374 \text{ MPa}$$

$$\text{kestävyys:}$$

$$\text{Käyttöaste:} \quad \frac{V_{Ed2}}{V_{Rd.c2}} = 0.479$$

Kuormitusyhdistelmä 3

Täysi tuulikuorma, ei lumikuormaa

$$V_d := 45.216 \text{ kN} + 0.9 \cdot (g_{k.antura} + g_{k.maa} + g_{k.sokkeli} + g_{k.pvp}) = 89.282 \text{ kN}$$

$$H_d := 12.941 \text{ kN}$$

$$M_d := 26.382 \text{ kN} \cdot \text{m} + H_d \cdot h_F = 29.747 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Epäkeskisyys: $e := \frac{M_d}{V_d} = 0.333 \text{ m}$ $B'_1 := B_1 - 2 e = 0.484 \text{ m}$

$$\frac{e}{B_1} \leq \frac{1}{3} = 1$$

$$\frac{e}{B_1} = 0.29$$

Tehokas pinta-ala: $A' := B_2 \cdot B'_1 = 0.463 \text{ m}^2$

Geotekninen kantokestävyys: $R_d := 330 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ $R_d \cdot A' = 152.952 \text{ kN}$

Käyttöaste: $\frac{V_d}{R_d \cdot A'} = 0.584$